

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

NO 11.

Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg.

Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1920 von Dipl.-Ing. Naumann, Ob.-Ingenieur der Firma Windschild & Langelott in Dresden. (Hierzu die Abbildungen S. 84 u. 85.)



on den Reichsstickstoffwerken ist in Piesteritz bei Wittenberg durch die Fa. Windschild & Langelott in Dresden i. J. 1917 ein Wasserturm aus Eisenbeton erbaut worden, der bemerkenswert ist durch die Größe seiner Wasserbehälter, durch die Eigenart seiner äußeren Erscheinung: (er ist nach dem Grundsatz reiner Zweckmäßigkeit gebildet) und die Art der Bauausführung ohne Außenrüstungen.

Der Wasserturm, dessen Gesamtanordnung Abb. 1 a. S. 85 und dessen äußere Erscheinung Abbildung 2 zeigt, enthält 2 Wasserbehälter und zwar einen für Betriebswasser, einen für Trinkwasser. Der erstere hat 2000 m³ Nutzinhalt und seine Sohle liegt 36 m über Gelände. Sein innerer Durchmesser ist 18 m, die Wasserstandshöhe 8 m, die ganze Höhe des Behälters 9 m, sodaß der ganze Turm 45 m über Gelände hoch ist. Die Fundamente des Turmes gehen 2,2 m tief ins Erdreich. Unter diesem großen Behälter liegt der kleinere Trinkwasserbehälter von 200 cbm Inhalt. Sein innerer Durchmesser ist 5,8 m bei 7,6 m Wasserstandshöhe.

Beide Behälter sind ebenso wie der ganze Wasserturm in Eisenbeton erbaut und innen wasserdicht geputzt (ohne irgend welche Schutzanstriche). Der Untergrund besteht aus ziemlich feinem, in größerer Tiefe etwas gröberem, jedoch nicht sehr gleichmäßigem Sand, sodaß wir zur Vermeidung von ungleichen Setzungen und dadurch bedingten Rissen der Behälter eine zusammenhängende, mit Eisen gering bewehrte Gründungsplatte wählten, die allerdings keine volle Ringfläche bildet, sondern zur Materialersparnis am Umfang trapezförmige Ausschnitte enthält, wie aus Abbildungen 3 u. 4, S. 85 hervorgeht. Die größten Bodenpressungen betragen unter Berücksichtigung des Winddruckes von 125 kg/m² bei leeren Behältern 1,66 kg/cm², bei gefüllten Behältern 2,2 kg/cm², sind also vorsichtigerweise sehr klein gewählt.

Nach Fertigstellung des 1. Geschosses, also nachdem sich das Fundament schon hatte gut setzen können, wurde dessen Höhenlage genau festgestellt, desgl. nach Füllung der beiden Behälter. Durch das Eigenge-

wicht des Turmes und die Wasserlast hatte sich das Fundament um 17 mm gleichmäßig gesenkt.

Die beiden Behälter ruhen, getrennt durch je eine Isolierschicht aus Asphaltpappe, auf Eisenbetondecken, welche durch 8 radial zu einander stehende Säulenpaare getragen werden. Letztere sind gegen die Lotrechte im Verh. 1 : 35 geneigt und wiederum 3 mal durch Querringel mit steifen Ecken untereinander verbunden. Die

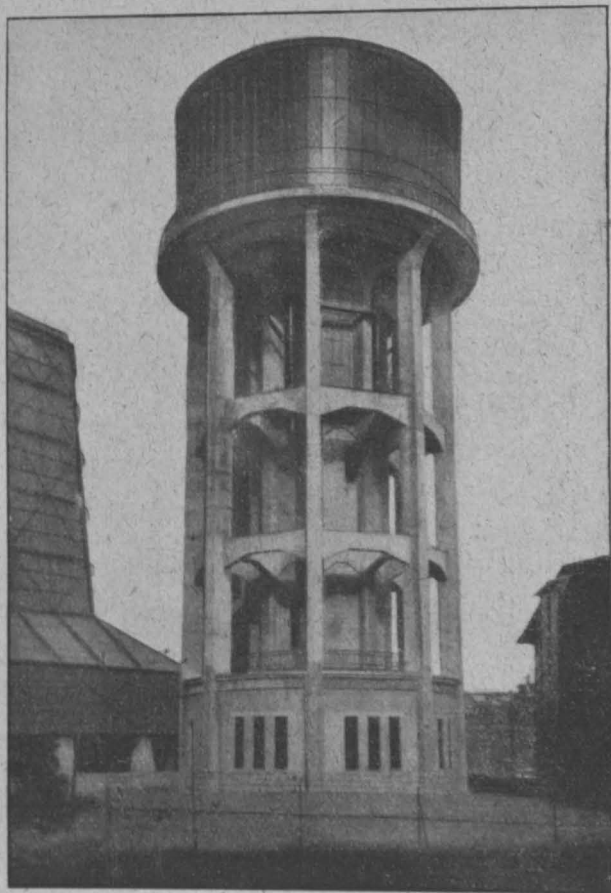
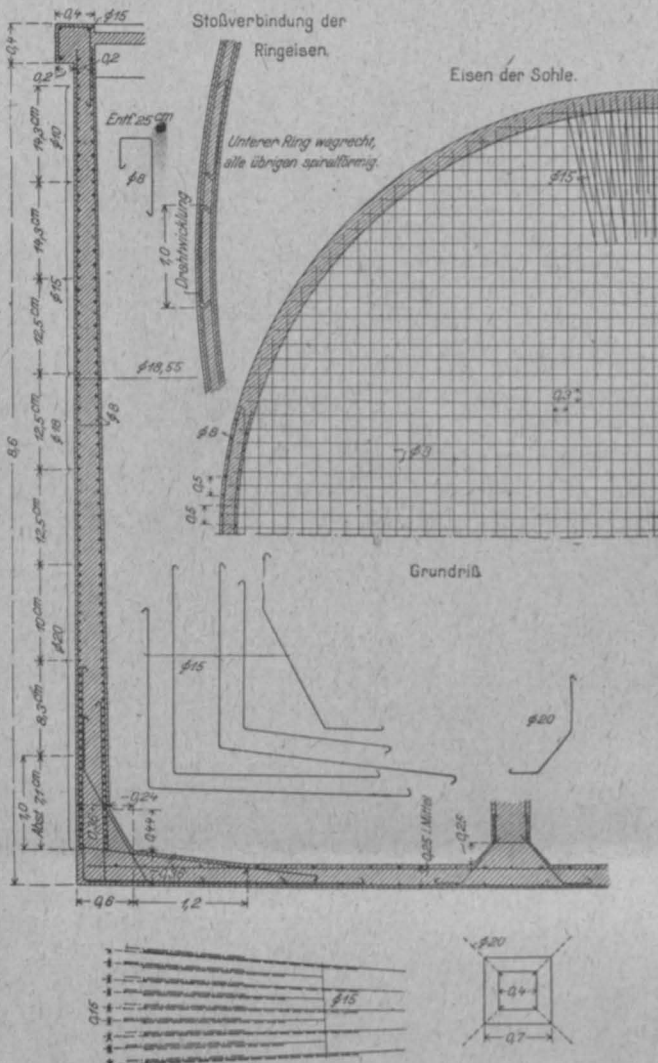


Abbildung 2. Bild des fertigen Turmes.

Last ist auf den äußeren und inneren Säulenring ungefähr gleichmäßig verteilt.

Ueber dem Erdgeschoß ist eine zur Hälfte begehbare Schutzdecke eingebaut, um den Erdgeschoßraum abzuschließen. Bis dahin ist deshalb das äußere Säulenachteil durch eine 25 cm starke Wand ausgemauert und mit Türen und Fenstern ausgestattet.



Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen und sonstiger Rahmentragwerke.

Von Dipl.-Ing. E. Traub, Obering. der Firma Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. H. (Schluß.)



nach den Ermittlungen in No. 9 u. 10 dürfte es nun keine weiteren Schwierigkeiten bieten, die Berechnung für die in der Abbild. 36 angegebenen Rahmentragwerke durchzuführen, wie überhaupt dieses Verfahren auch bei sonstigen Tragwerken Anwendung finden kann.

Da nun bei der Berechnung derartiger Rahmentragwerke meist die Auflösung von einer größeren Anzahl linearer Gleichungen eine große Rolle spielt, so soll hier noch kurz auf die praktische Berechnungsweise eingegangen werden. Sind mehr als 3 Gleichungen mit der entsprechenden Anzahl von Unbekannten aufzulösen, so wird die Auflösung derselben nach der Eliminations-Theorie langwierig und umständlich; eine wesentliche Vereinfachung ergibt sich durch die Anwendung der Determinantentheorie. Insbesondere sind es die beiden nachstehenden Determinantensätze, welche eine rasche Auflösung eines Systems von linearen Gleichungen ermöglichen.

1. Addiert man zu jedem Element einer Reihe das entsprechende Element einer ihr parallelen Reihe mit gleichen oder entgegengesetzten Vorzeichen, so ändert sich der Wert der Determinante nicht.

2. Der Wert einer Determinante ändert sich nicht, wenn man in dem System der Elemente an Stelle jedes Gliedes einer beliebigen Reihe die Summe desselben Gliedes und des Produktes des entsprechenden Gliedes einer parallelen Reihe mit demselben beliebigen Faktor setzt.

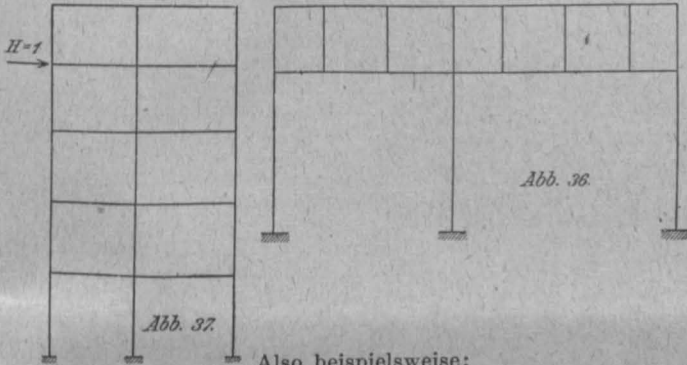


Abb. 36

Abb. 37

Also beispielsweise:

$$\begin{vmatrix} 2 & 4 & 3 & 5 \\ 6 & 8 & 9 & 1 \\ 8 & 1 & 7 & 3 \\ 4 & 8 & 5 & 2 \end{vmatrix} \begin{matrix} \text{Multipliziert man die 1. Reihe nach-} \\ \text{einander mit 3, 4 und 2, und sub-} \\ \text{trahiert dann entsprechend von der} \\ \text{2., 3. und 4. Reihe, so erhält man} \end{matrix} = \begin{vmatrix} 2 & 4 & 3 & 5 \\ 0 & -4 & 0 & -14 \\ 0 & -15 & -5 & -17 \\ 0 & 0 & -1 & -8 \end{vmatrix} = 2 \cdot \begin{vmatrix} -4 & 0 & -14 \\ -15 & -5 & -17 \\ 0 & -1 & -8 \end{vmatrix}$$

Bei einem fünfstöckigen Rahmen seien beispielsweise für den in Abbildung 37 angegebenen Belastungsfall die folgenden 5 Bedingungsgleichungen gefunden (der Einfachheit halber werden nur ganze Zahlen angeschrieben):

$$\begin{aligned} +3 \cdot \alpha - 7 \cdot \beta + 4 \cdot \gamma - 1 \cdot \delta + 2 \cdot \varepsilon &= 0 \\ -2 \cdot \alpha + 6 \cdot \beta - 3 \cdot \gamma + 4 \cdot \delta - 1 \cdot \varepsilon &= 1 \\ +5 \cdot \alpha - 10 \cdot \beta + 21 \cdot \gamma - 6 \cdot \delta + 4 \cdot \varepsilon &= 0 \\ -7 \cdot \alpha + 12 \cdot \beta - 11 \cdot \gamma + 4 \cdot \delta - 5 \cdot \varepsilon &= 0 \\ +3 \cdot \alpha - 1 \cdot \beta + 7 \cdot \gamma - 9 \cdot \delta + 6 \cdot \varepsilon &= 0 \end{aligned}$$

hieraus:

$$\alpha = \frac{Z_\alpha}{N}, \beta = \frac{Z_\beta}{N}, \gamma = \frac{Z_\gamma}{N}, \delta = \frac{Z_\delta}{N}, \varepsilon = \frac{Z_\varepsilon}{N}$$

worin Z die Zählerdeterminante und N die Nennerdeterminante bedeuten.

Z. B. Ausrechnung für β :

1. Nenner N

$$N = \begin{vmatrix} +3 & -7 & +4 & -1 & +2 \\ -2 & +6 & -3 & +4 & -1 \\ +5 & -10 & +21 & -6 & +4 \\ -7 & +12 & -11 & +4 & -5 \\ +3 & -1 & +7 & -9 & +6 \end{vmatrix} \begin{matrix} \text{1. Reihe multipliziert mit} \\ \text{2, 5, 7 und -1 und} \\ \text{3, 3, 3} \\ \text{entsprechend addiert zur} \\ \text{2., 3., 4. u. 5. Reihe ergibt} \end{matrix} =$$

$$\begin{aligned} &= \begin{vmatrix} +3 & -7 & +4 & -1 & +2 \\ 0 & +4 & +2 & +10 & +1 \\ 0 & +5 & +43 & -13 & +2 \\ 0 & -13 & -5 & +5 & -1 \\ 0 & +7 & +3 & -8 & +4 \end{vmatrix} = +3 \cdot \begin{vmatrix} +4 & +2 & +10 & +1 \\ +3 & +3 & +3 & +3 \\ +5 & +43 & -13 & +2 \\ -13 & -5 & +5 & -1 \\ +7 & +3 & -8 & +4 \end{vmatrix} \\ &= \begin{vmatrix} 1. \text{ Reihe mit } -\frac{15}{4} \\ +\frac{13}{4} \text{ und } -\frac{21}{4} \text{ mul-} \\ \text{tipliziert und ent-} \\ \text{sprechend zur 2., 3.} \\ \text{und 4. Reihe addiert,} \\ \text{gibt} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} +4 & +2 & +10 & +1 \\ +3 & +3 & +3 & +3 \\ 0 & +\frac{71}{6} & -\frac{189}{12} & -\frac{7}{12} \\ 0 & +\frac{1}{2} & +\frac{25}{2} & +\frac{3}{4} \\ 0 & -\frac{1}{2} & +\frac{51}{2} & +\frac{9}{4} \end{vmatrix} \\ &= (+3) \cdot \left(+\frac{4}{3} \right) \cdot \begin{vmatrix} +\frac{71}{6} & -\frac{63}{4} & -\frac{7}{12} \\ +\frac{1}{2} & +\frac{25}{2} & +\frac{3}{4} \\ -\frac{1}{2} & +\frac{51}{2} & +\frac{9}{4} \end{vmatrix} \begin{matrix} \text{1. Reihe multipliziert} \\ \text{mit } -\frac{3}{71} \text{ und } +\frac{3}{71} \\ \text{und entsprechend} \\ \text{addiert zur 2. und} \\ \text{3. Reihe, gibt} \end{matrix} \\ &= +4 \cdot \begin{vmatrix} +\frac{71}{6} & -\frac{63}{4} & -\frac{7}{12} \\ 0 & +\frac{3739}{284} & +\frac{55}{71} \\ 0 & +\frac{284}{7053} & +\frac{71}{31} \end{vmatrix} = (+4) \cdot \left(+\frac{71}{6} \right) \cdot \begin{vmatrix} +\frac{3739}{284} & +\frac{55}{71} \\ +\frac{284}{7053} & +\frac{71}{31} \end{vmatrix} \\ &= \frac{142}{3} \left(\frac{3739 \cdot 79}{284 \cdot 31} - \frac{7053 \cdot 55}{284 \cdot 71} \right) = 690,05. \end{aligned}$$

2. Zähler Z_β

$$\begin{aligned} Z_\beta &= \begin{vmatrix} +30 & +4 & -1 & +2 \\ -21 & -3 & +4 & -1 \\ +50 & +21 & -6 & +4 \\ -70 & -11 & +4 & -5 \\ +30 & +7 & -9 & +6 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} 0 & +3 & +4 & -1 & +2 \\ 1 & -2 & -3 & +4 & -1 \\ 0 & +5 & +21 & -6 & +4 \\ 0 & -7 & -11 & +4 & -5 \\ 0 & +3 & +7 & -9 & +6 \end{vmatrix} \\ &= + \begin{vmatrix} 1 & -2 & -3 & +4 & -1 \\ 0 & +3 & +4 & -1 & +2 \\ 0 & +5 & +21 & -6 & +4 \\ 0 & -7 & -11 & +4 & -5 \\ 0 & +3 & +7 & -9 & +6 \end{vmatrix} = 1 \cdot \begin{vmatrix} +3 & +4 & -1 & +2 \\ +5 & +21 & -6 & +4 \\ -7 & -11 & +4 & -5 \\ +3 & +7 & -9 & +6 \end{vmatrix} \\ &= \begin{vmatrix} 1. \text{ Reihe multipliziert mit} \\ -\frac{5}{3}, +\frac{7}{3} \text{ und } -1 \text{ und} \\ \text{entsprechend addiert, gibt} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} +3 & +4 & -1 & +2 \\ 0 & +\frac{34}{3} & -\frac{13}{3} & +\frac{2}{3} \\ 0 & -\frac{5}{3} & +\frac{5}{3} & -\frac{1}{3} \\ 0 & +3 & +7 & -9 & +6 \end{vmatrix} \\ &= +3 \cdot \begin{vmatrix} +\frac{43}{3} & -\frac{13}{3} & +\frac{2}{3} \\ -\frac{5}{3} & +\frac{5}{3} & -\frac{1}{3} \\ +3 & -8 & +4 \end{vmatrix} = +3 \cdot \begin{vmatrix} +\frac{43}{3} & -\frac{13}{3} & +\frac{2}{3} \\ 0 & +\frac{50}{43} & -\frac{11}{43} \\ 0 & -\frac{305}{43} & +\frac{166}{43} \end{vmatrix} \\ &= (+3) \cdot \left(+\frac{43}{3} \right) \cdot \begin{vmatrix} +\frac{50}{43} & -\frac{11}{43} \\ -\frac{305}{43} & +\frac{166}{43} \end{vmatrix} \\ &= +43 \left(\frac{50 \cdot 166}{43 \cdot 43} - \frac{11 \cdot 305}{43 \cdot 43} \right) = 115; \end{aligned}$$

$$\text{hieraus } \beta = \frac{115}{690,05} = 0,166.$$

Ebenso findet man nach Ausrechnung der Zähler $Z_\alpha, Z_\gamma, Z_\delta, Z_\varepsilon$ die Werte $\alpha, \gamma, \delta, \varepsilon$.

Aufgaben der Zement- und Mörtelforschung in Wissenschaft und Technik.

Nach einem Vortrag, gehalten auf der 43. Generalversammlung des „Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ in Heidelberg 1920 von Dr. Hans Kühn, Berlin.



edner führt einleitend aus, daß wir z. Zt. an einem gewissen Abschnitt angekommen sind, soweit die praktische Gestaltung der Zementfabrikation in Frage kommt; und auch wenn man den wissenschaftlichen Werdegang der Zement- und Mörtelforschung bis zu ihrem heutigen Stand verfolgt, kommt man zu einem ähnlichen

Ergebnis, wenn auch nicht alle Fragen gelöst sind. Ueber Entstehung und Aufbau der hydraulischen Bindemittel und ihre Erhärtung haben wir uns eine Vorstellung gebildet, die in ihrer Gesamtheit als abgerundet gelten kann und die, wenn sie auch noch ausbaufähig ist, in ihren Grundlagen klar vor Augen zu stehen scheint. Diese Anschauung ist aber doch, wenn man den kritischen Maßstab anlegt, nur

bedingt richtig und es traten immer wieder neue Gesichtspunkte auf bei Fragen, die scheinbar schon abgeschlossen waren.

Nur ein Beispiel aus der reinen Wissenschaft. In allen Lehrbüchern über die Portland-Zement-Erzeugung finden wir die Angabe, daß die Sinterung bei etwa 1400 bis 1500° C. vor sich gehe. Auf Grund neuer Messungen kommt nun aber kürzlich Prof. Nacken zu ganz anderen Grenzwerten. Ähnlich steht es mit der Erhärtungstheorie. Seit Jahrzehnten hat man sich mit dieser Frage beschäftigt und hat sich nach den Arbeiten von Michaelis, Ambronn, Keisermann, Blumenthal, Schindler u. A. ganz bestimmte Vorstellungen über die einzelnen Verbindungen gebildet, die bei der Hydratation entstehen und über die Aufgabe, die sie bei der Erhärtung zu erfüllen haben. Dabei hat man über der chemischen Betrachtung die physikalische beinahe vergessen, bis wiederum in jüngster Zeit die interessanten Arbeiten von Würzner und Bahnen für die Untersuchung neue Wege erschlossen haben. Ein drittes Beispiel bietet die Zementprüfung. Hier hat uns neben der bisher geprüften Festigkeit auf Zug, Druck und Biegung der Krieg eine neue Prüfungsmethode nach dem Vorschlag Passow's gebracht, welche die Zerschmetterungs-Festigkeit ermittelt. Ähnlich steht es aber auch mit der reinen Praxis. Wer hätte 1913 gedacht, daß dem Drehverfahren im Schachtofen noch einmal ein sehr ernsthafter Konkurrent erwachsen würde, und auch auf dem Gebiet der Zementverarbeitung werden immer wieder neue Fragen aufgeworfen.

Es ist also keineswegs ein Abschluß vorhanden, alte Fragen werden unter neuen Gesichtspunkten wieder aufgegriffen, ganz neue Fragen, so die Bewertung der hydraulischen Bindemittel nach ihren spezifischen Eigenschaften treten auf und das Problem der zukünftigen Energie-Versorgung der Zementfabriken. Es ist daher wohl zeitgemäß, einmal die Frage zu prüfen, wie wir in unserer Erkenntnis auf diesem Gebiet stehen und welche Wege sich zur Lösung der Aufgaben darbieten, die wir erkennen.

Redner geht davon aus, daß wir heute unter dem Begriff der Mörtelstoffe zu eng nur gewisse Verbindungen des Kalkes und auch wohl noch einige magnesia-haltige Bindemittel zusammen fassen, dagegen die mannigfaltigen Kitten außer Acht lassen, die wie Mörtel erhärten und auch zur Verbindung von Körpern gebraucht werden. Eine weit ausholende Betrachtung der Mörtelstoffe wird diesen Unterschied fallen lassen müssen und lediglich fragen: welche Stoffe werden fest, d. h. gehen aus dem breiigen in den festen Aggregatzustand über? Das ist nicht unbedingt gleichbedeutend mit Erhärtung, diese kann aber damit verbunden sein. Eine allgemeine Mörtelkunde wird aber die Bedingungen zu suchen haben, unter denen die Verfestigung zur Erhärtung wird. Dann wird auch die

Frage nach dem Grad der Erhärtung der Lösung näher gebracht werden können, worüber wir z. Zt. noch verhältnismäßig wenig wissen. Es ist zwar bekannt, daß erhärtender Zement um so höhere Festigkeiten erreicht, je kalkreicher er ist, aber warum gerade der Kalk die Festigkeit fördert, ist uns unbekannt.

Aus den vielen Vorträgen der letzten Jahre ist uns die Vorstellung des Dreieckdiagrammes geläufig, mit dessen Hilfe man das Dreistoff-System Kalk, Kieselsäure und Tonerde darzustellen pflegt. Dies zeigt zwei

räumlich sehr beschränkte Felder, in die sich die hydraulischen Bindemittel einordnen: eines für Portlandzement, ein davon getrenntes für Hochofenschlacken. Von allen möglichen Verbindungen von Kalk, Kieselsäure und Tonerde haben nur jene, die in die beiden Felder fallen, bisher praktische Bedeutung gewonnen. Vorträge von Killig und Endell haben aber gezeigt, daß wir in gewissen tonerdereichen Verbindungen Stoffe kennen, die weder dem Portland- noch dem Hochofenzement zuzurechnen sind und doch ein hydraulisches Erhärtungsvermögen besitzen, das u. Umst. das der beiden Stoffe noch übertrifft. Die Frage, welche Ausschnitte des Dreieckdiagrammes für die Mörtelgewinnung überhaupt in Frage kommen können, ist noch keineswegs erschöpft. Besonders auffällig ist, daß sich die beiden Felder des Portlandzementes und der Hochofenschlacke nicht beiderseits berühren. Letztere hat bis 50% Kalk-

gehalt, Portlandzement nicht unter 58% und unter Umständen erheblich mehr. Ueber-raschend ist, daß es bisher nicht gelungen ist, Mörtelstoffe aufzufinden, die in ihrem Kalkgehalt zwischen diesen beiden Stoffen liegen. Es erscheint lohnend, die Lücke zwischen diesen beiden Stoffen auszufüllen, was von praktischem und wissenschaftlichem Wert sein würde. Man würde diese Untersuchung ganz systematisch fortschreitend von ganz kalkarmen Schlacken bis zu ganz kalkreichen Portlandzementen durchführen müssen, dabei alle möglichen Bedingungen der Erhitzung und Abkühlung zu betrachten haben, besonders auch den geschmolzenen Portlandzementen besondere Aufmerk-

samkeit zuwenden müssen. Man wird die oberste Grenze für den Kalkgehalt im Portlandzement festzustellen haben und den Wert eines geschmolzenen Portlandzementes von höchstem Kalkgehalt, wenn die Masse nach Art der basischen Hochofenschlacke schnell gekühlt und zur glasigen Erstarrung gebracht würde. Es ist durchaus denkbar, daß ein auf diesem Wege gewonnenes hydraulisches Bindemittel, das natürlich kein Portlandzement im üblichen Sinn ist, ganz überraschend wertvolle hydraulische Eigenschaften besitzt. Für die Herstellung eines solchen Bindemittels im Großen fehlen allerdings noch die technischen Voraussetzungen, aber wer will heute übersehen, welche Wege unsere Industrie bei dem voraussichtlich chronischen Brennstoffmangel noch einschlagen wird.

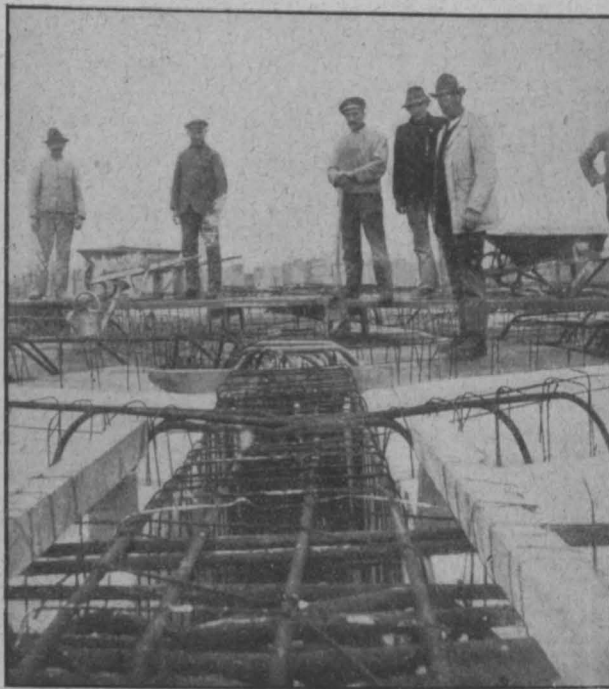


Abbildung 7. Bewehrung eines Balkens der großen Trageplatten.

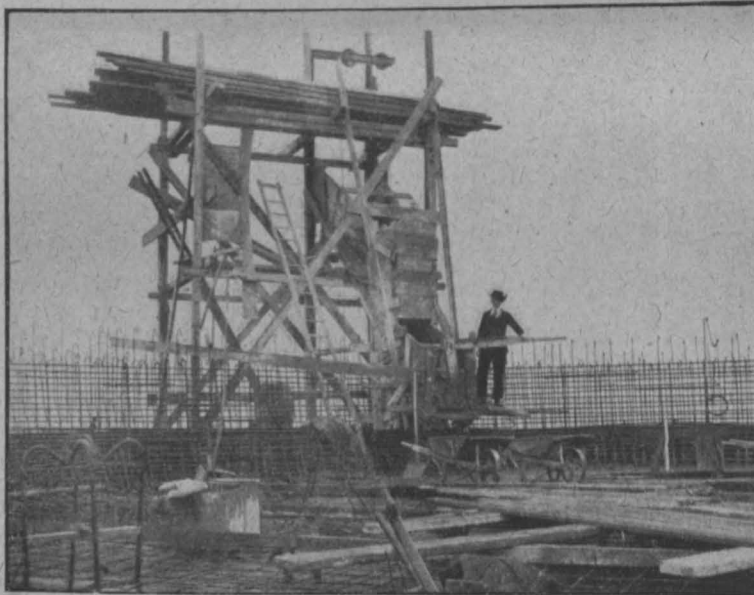


Abbildung 8. Verlegen der Einspannungs- und Ringeisen (Oberes Ende des Betonaufzuges mit dem Schütttrichter).

Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg.

Diese Untersuchungen würden auch wichtige Aufschlüsse über den lang gesuchten Zusammenhang zwischen chemischer Zusammensetzung und physikalischem Formzustand geben können. Redner verbreitet sich hier des Näheren über die abweichenden deutschen und amerikanischen Anschauungen über die Zusammensetzung des Portlandzement-Klinkers. Redner steht auf Seiten der deutschen Anschauung, wenn es bisher auch nicht gelungen ist, auf synthetischem Wege

setzen. In mörteltechnischer Beziehung zeigt aber der magnesiahaltige Klinker bei der Erhärtung ein ganz anderes Verhalten. Hier harrt also noch eine Fülle von Fragen der Beantwortung.

Betrachten wir nun die Vorgänge, die für die Entstehung der hydraul. Hochofen-Schlacken bestimmend sind, so harren auch hier noch manche Fragen auch bezüglich der Hydraulizität der Schlacken der Klärung. Im ganzen wissen wir, daß eine Schlacke von gün-

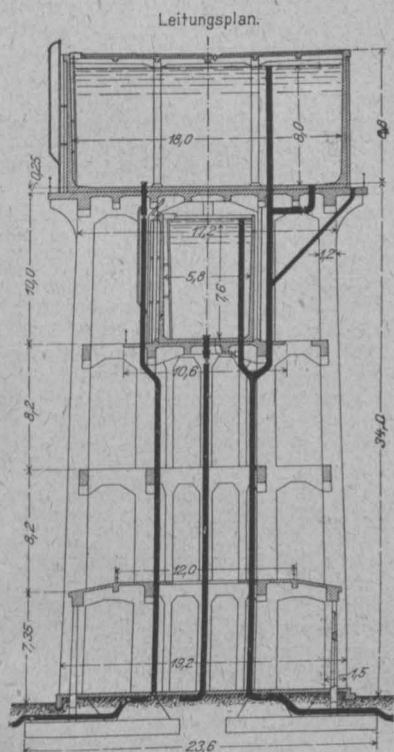


Abbildung 9. Rohrleitungsplan.

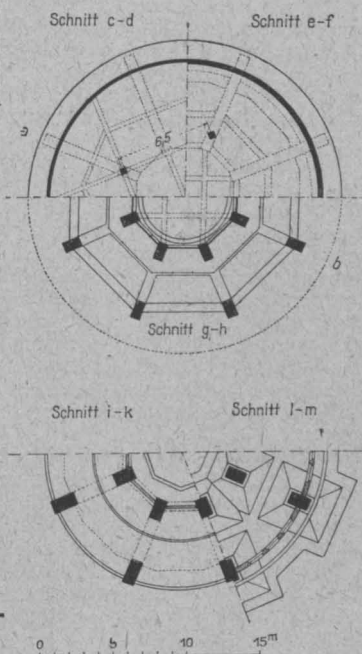
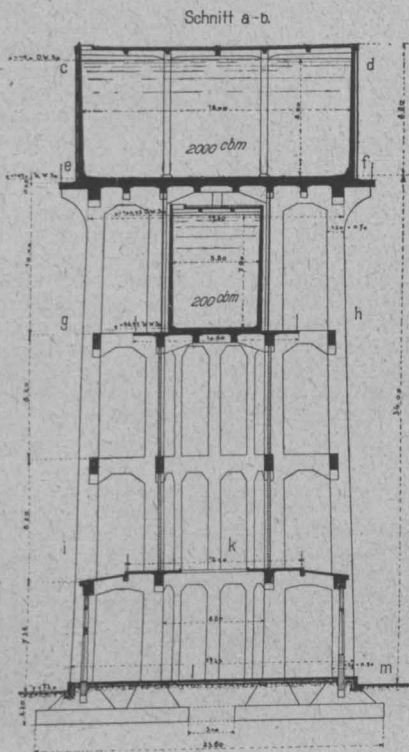


Abbildung 1. Gesamtanordnung des Wasserbehälters.

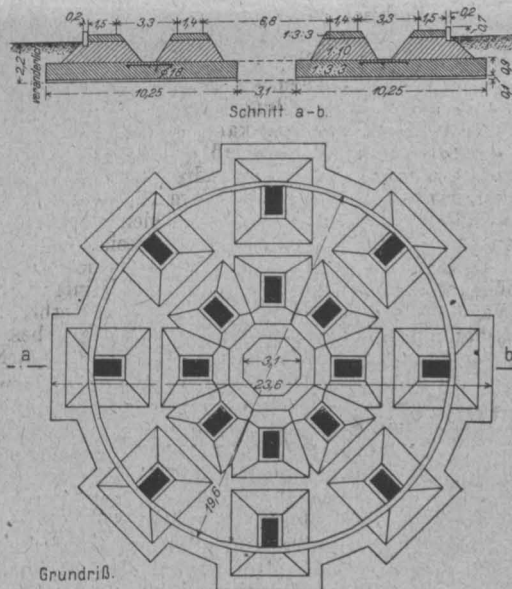
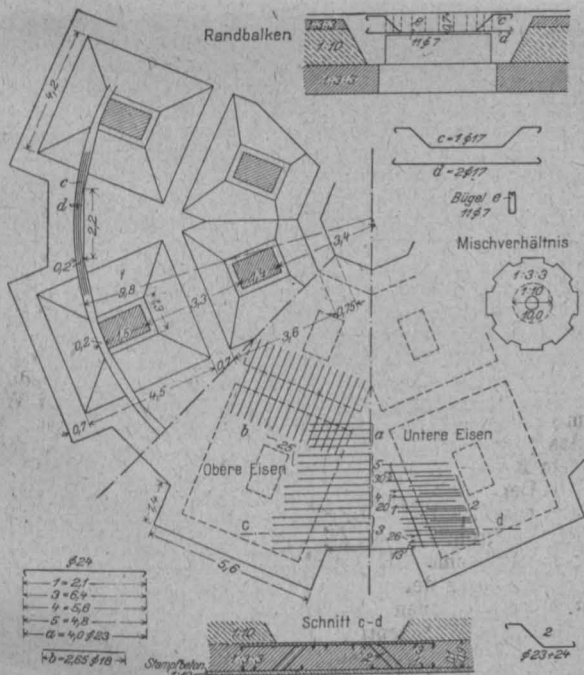


Abbildung 3. Ausbildung der Fundamentplatte.

Abbildung 4 (links). Bewehrung des Fundamentes.

Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg.

die Doppelverbindung aus Calciumsilikaten und Calciumaluminaten herzustellen, als welche die deutschen Forscher den Alit, als wichtigen Bestandteil des Zementes ansehen. Es wird Aufgabe der deutschen Forschungstätigkeit sein, durch planmäßige Synthesen zu der gesuchten Doppelverbindung zu gelangen.

Die chemisch-mineralogische Klinkerforschung bedarf aber auch nach einer Richtung der Vertiefung. Magnesiagehalt selbst bis zu sehr bedeutenden Grenzen, verändert das mineralogische Bild des Portlandzementes nicht wesentlich, in mineralogischer Beziehung kann also Magnesia den Kalk innerhalb weiter Grenzen er-

stiger chemischer Zusammensetzung schnell gelöscht und glasig erstarrt sein muß, wenn sie mörteltechnisch wertvoll sein soll. Nach Versuchen, die Redner s. Zt. mit dem Collossus-Verfahren angestellt hat, erscheint es aber doch zweifelhaft, ob die glasige Erstarrung das entscheidende Merkmal ist. Zu untersuchen wäre ferner noch weiter das Verhalten der mehr oder minder glasig erstarrten Schlacke bei längerem Lagern. Manche können jahrzehntelang auf der Halde lagern, ohne wesentlich an hydraulischem Wert zu verlieren, andere erleiden dagegen starke Einbuße an ihrem Erhärtungsvermögen, wenn sie nicht ganz frisch verarbeitet werden. Ernsthaft

Erklärungsversuche dafür liegen noch nicht vor. Es liegt nahe, an ein langsames Entglasen der Schlacke zu denken, aber positive Anhaltspunkte dafür, daß ein solches wirklich eintritt, sind noch nicht gewonnen.

Nun zu den Aufgaben, die der Forschung in Hinsicht auf die Fabrikation erwachsen. Es kommen hier die Fragen der Aufbereitung, des Brennens und des Zementmahlens in Betracht. Die Frage, welches das günstigste Verhältnis zwischen den einzelnen Bestandteilen der Rohmasse ist, kann heute wohl in der Hauptsache als gelöst gelten. Jeder Fabrikant bemüht sich wohl die Masse so kalkreich anzusetzen, wie nur möglich, ohne daß eine Treibneigung des Klinkers entsteht. Aber hier erhebt sich schon die Frage, wo beginnt im bestimmten Fall die Treibneigung? Über das Hydraulefaktoren-Verhältnis hat Redner vor dem Krieg bereits mehrfach seine Ansicht vorgetragen. Die besten Portlandzemente sind nach seiner Ansicht diejenigen mit einem mittleren Silikatmodul (Verhältnis der Kieselsäure zu den beiden Sesquioxiden). Die Zemente mit hohem Tonerdegehalt schätzt er nicht so hoch, hauptsächlich wegen ihrer unsicheren Abbindeverhältnisse, wenn sie auch wieder ihre Vorzüge wegen ihrer energischen Anfangserhärtung haben. Neue Untersuchungen haben nun gezeigt, daß Zemente mit sehr hohem Tonerdegehalt Festigkeiten erreichen können, die noch erheblich über die besten Portlandzemente hinausgehen. Daher ist dem Hydraulefaktoren-Verhältnis auch in Zukunft Aufmerksamkeit zu schenken. Es wäre ein dankbares Feld für eine mehr technisch gerichtete Forschung, Wege aufzufinden, auf denen aus sehr tonerdereichen Rohmischungen Zemente gewonnen werden können, die auch hinsichtlich ihrer Abbindezeit voll befriedigen.

Bezüglich der Mahlfineinheit wissen wir nicht, welcher Grad derselben im Einzelfall zur Erzielung bester Festigkeiten erforderlich ist, wenn auch i. Allg. der Zement um so besser ist, je feiner die Mahlung ist. Es gibt aber auch Ausnahmen und Rohstoffverhältnisse, bei denen ein bester Klinker auch bei verhältnismäßig grober Mahlung der Massen erhalten wird. In wirtschaftlicher Hinsicht ist diese Frage wichtig und der Aufklärung durch die Wissenschaft wert.

Bezüglich der praktischen Durchführung des Brennprozesses interessiert den Praktiker vor allem der glatte Verlauf des Vorganges in seinem Brennofen und die Ökonomie des Prozesses. Hier besteht ein erbitterter Streit zwischen Schachtofen und Drehofen. Redner setzt dabei als feststehend voraus, daß der Schachtofenklinker auch im besten Fall dem Drehofenklinker unterlegen ist. Die Gründe kennen wir allerdings nicht vollständig, es fehlen uns zur Beurteilung wichtige Grundlagen. Bezüglich der Wirtschaftlichkeit kann jedoch immerhin als feststehend betrachtet werden, daß der Schachtofen wirtschaftlicher arbeitet als der Trockendrehofen, dieser wieder hinsichtlich des Wärmeverbrauches dem Drehofen mit Naßverfahren überlegen ist. Redner schließt sich der Dormann'schen Ansicht an, daß der Drehofen noch keineswegs überlebt sei. Es fehlt uns aber noch die Kenntnis der Ursachen der großen Wärmeverluste des Drehofens. Einige erfolgreiche Wege zur Verminderung des Brennstoff-Verbrauches beim Drehofen sind aber schon beschritten. Mit besserer Ausnützung der Klinkerabwärme ist allerdings nichts Nennenswertes zu erreichen. Die Wärmeverluste sind namentlich in den Abgasen zu suchen, erst in zweiter Linie in Strahlung und Leitung. Beim Naßdrehofen geht rund die Hälfte, beim Trockendrehofen reichlich $\frac{1}{3}$ der erzeugten Wärmemenge in den Schornstein und bei beiden Öfen sind $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{4}$ der gesamten Wärme für Verluste durch Leitung und Strahlung in Rechnung zu stellen. Hier gilt es also die Frage anzufassen. Bezüglich der Verluste durch Leitung und Strahlung gilt es ein Futter ausfindig zu machen, das trotz verringerter Wärmeabgabe nach außen dem Angriff der heißen Drehofenschlacke und sinternden Klinkers zu widerstehen vermag. Die Verluste würden sich auch durch Herabsetzung der Länge der Drehöfen verringern, die jetzt bis auf 60 und 70 m gestiegen ist. Man will dadurch eine Herabsetzung der Wärme der Abgase erzielen, würde das aber besser erreichen, wenn es gelänge das Füllgut mit den Abgasen in so innige Berührung zu bringen, wie das beim Schachtofen der Fall ist, bei dem die Sinterzone nur 2—3 m unter der Oberfläche liegt und trotzdem die Flammgase viel stärker abgekühlt werden als bei dem langen Schachtofen.

Ein Nachteil des Schachtofens ist, daß er nur Brennstoffe mit kurzer Flamme verwerten kann, die nicht immer zu haben sind. Da aber der Dietz'sche Etagenofen mit langflammiger Kohle betrieben wird, so kann das nicht grundsätzlich für den automatischen Schachtofen ausgeschlossen sein. Hier ist noch der richtige Weg zu finden.

Auch die Frage der Zementmüllerei bietet noch Probleme, die nicht ohne Bedeutung sind mit Rücksicht auf

den Einfluß der Mahlssysteme auf die Eigenschaften des Zementes. Die Feststellung der Mahlfineinheit durch Siebe hat aber Gary schon vor Jahren als eine sehr rohe Methode bezeichnet. Das Feine, das auf dem 4900-Maschensieb durchgeht, kann noch sehr verschiedene Körnung besitzen. Damit hängt wohl auch der verschiedene Wasserbedarf von Zementen mit sonst gleichem Rückstand zusammen. Versuche darüber sind nach Wissen des Redners wohl noch nicht angestellt.

Untersuchungsbedürftig ist auch die Frage der Veränderung bei der Lagerung des Zementes, d. h. das Umschlagen der Bindezeit und die, allerdings nicht sicher nachgewiesene, Selbstverfeinerung. Die bisherigen Erklärungen sind nicht ausreichend.

Wenig beachtet ist bisher noch die Frage der Gewinnung von Nebenprodukten bei der Zementherstellung, aber vielleicht von großer wirtschaftlicher Bedeutung. Die bessere Ausnützung der Abgase, die Verringerung der Staubplage, die Ausnützung des hohen Kohlensäuregehaltes der Abgase für die Landwirtschaft, besonders aber die Erzeugung von Kali bei der Zementfabrikation sind wichtige Fragen, ebenso die Gewinnung von Schwefelsäure aus den Abgasen. Die Bayer'sche Fabrik in Leverkusen und die Höchster Farbwerke beschäftigen sich bereits mit diesem Problem. Die Verbindung letzteren Verfahrens mit der Zementherstellung hat allerdings auch seine Bedenken, da dabei leicht schwefelkalkiumhaltige Zemente entstehen können.

Redner geht dann auf die Bedeutung der mikroskopisch-petrographischen Untersuchungen hinsichtlich der Aufklärung der Erhärtungsvorgänge ein, nachdem alle bisherigen Versuche rein chemisch-analytischer Erklärung gescheitert sind. Alle diese mikroskopischen Untersuchungen von Ambronn und seinen Nachfolgern sind aber mit Bindemitteln mit hohem Wasserzusatz angestellt. Plastische oder erdfeuchte Mörtel lassen sich so nicht untersuchen. Redner vertritt aber die Ansicht, daß bei diesen der Erhärtungsvorgang ein ganz anderer ist, was Dünnschliffe so erhärteten Mörtels zu bestätigen scheinen. Diese zeigen nur wenig differenzierte Massen, die im polarisierten Licht zwar ein diffuses Aufleuchten, nicht aber eigentliche Kristallbildung erkennen lassen. Je älter der erhärtete Zement ist, um so stärker wird jedoch dieses Aufleuchten, was die schon von Glasenapp ausgesprochene Ansicht zu bestätigen scheint, daß anfänglich in der Hauptsache nur kolloidale Bildungen und erst später Kristallisationen entstehen. Redner meint daher, daß zur Aufklärung des schwierigen Erhärtungsproblems doch wieder mehr auf chemische Methoden wird zurückgegriffen werden müssen, ohne dabei die physikalischen Arbeitsmethoden zu vernachlässigen. Gelingt es einmal, die Klinkermineralien, vor allem den Alit auf synthetischem Wege herzustellen, dann würden damit direkte Hydrationsversuche anzustellen sein, um durch unmittelbare Messung vielleicht die zur vollkommenen Hydratation erforderlichen Wassermengen festzustellen. Daneben würde die elektrische Leitfähigkeit zu messen sein, ein ausgezeichnetes Hilfsmittel, um Konzentrations-Änderungen in Lösungen messend zu verfolgen. Redner verspricht sich aus solchen Untersuchungen für das Abbindeproblem und die damit im Zusammenhang stehende Erscheinung des Umschlagens der Zemente größere Erfolge als bei Wiederaufnahme der schon so oft versuchten Messung der Wärmetönung, die kaum exakt durchzuführen ist. Auch das Killig'sche Verfahren, so interessant es ist, scheint dem Redner nicht ausreichend.

Der Erhärtungsvorgang ist aber nicht nur ein chemisches, sondern mindestens ebenso sehr ein physikalisches Problem. Interessant ist nach dieser Hinsicht eine kürzlich erschienene Arbeit von Würzner, die, ohne mit den Theorien der Kolloid-Chemie zu arbeiten, sich doch auf kolloidchemischen Grundlagen aufbaut, denn gerade die Gesetze der Absorption, die allein die Ergebnisse Würzners erklären können, fallen in das Gebiet dieser Wissenschaft, auf deren Wichtigkeit für die Erkenntnis der Hydrationsvorgänge schon Michaelis hingewiesen hat. Redner erhofft von dieser Betrachtungsweise auch den Schlüssel zu gewinnen für den notwendigen Zusammenhang zwischen höchster Festigkeit und Treiben des Mörtels, die Redner auf ganz verwandte Vorgänge zurück führt, nämlich den wachsenden Kristallisationsdruck, der zunächst zu steigender Festigkeit, bei Ueberschreitung eines gewissen Maßes aber wieder zu Verschiebungen im Mörtelgefüge, zum Treiben führt. Diese Erklärung erscheint Redner viel klarer als durch den üblichen Begriff des freien Kalkes. Letzterer Erklärung widerspricht eigentlich auch der Umstand, daß die Verarbeitungsart des Mörtels, d. h. der Wasserzusatz von Einfluß auf die Treiberscheinungen ist.

Die Bedeutung des Wasserzusatzes für den Erhärtungs-

vorgang führt nun schon in das Gebiet der praktischen Mörtelbereitung. Wir wissen, daß der Wasserzusatz von großem Einfluß auf alle möglichen Eigenschaften ist und haben ein reiches Beobachtungsmaterial, das aber z. B. für die wichtige Frage des Schwindens noch nicht ausreicht.

Freudig ist die Tatsache zu begrüßen, daß sich der Kreis der Zusatzstoffe für die Beton- und Mörtelbereitung ständig erweitert. Ueber die Verwendbarkeit und Beständigkeit der Hochofenschlacken ist durch die Arbeiten der Schlackenkommission ziemlich sicheres Material gewonnen, hinsichtlich der Kesselschlacken ist noch weitere Klärung nötig. Vor dem Krieg noch hielt man sie für den Betonbau für unbrauchbar, während sie für leichte Betonbauten gut verwendbar sein können, bei Fehlen löslicher Salze. Nach dieser Richtung sind die Arbeiten von Guttman zu beachten.

Die Aufnahme des Eisenbetonschiffbaues stellt auch der Zementindustrie neue Aufgaben. Neu ist die Festigkeitsbeanspruchung durch Stoß. Passow hat hierfür den Begriff der Zerschmetterungsfestigkeit eingeführt. Es ist eine Aufgabe, aus den Zahlen der Druck- und Zugfestigkeit Verhältniszahlen zu ermitteln, aus denen die Biege-, Schub- und Stoßfestigkeit errechnet werden können. Der Eisenbetonschiffbau fordert ferner einen leichten Beton. Die Aussicht, hydraulische Bindemittel von wesentlich geringerem spezifischen Gewicht bei entsprechender Festigkeit zu finden, ist wohl aussichtslos, also ist die Gewichtsersparnis nur durch die Füllmassen zu erreichen. Ansätze nach dieser Richtung finden sich z. B. in der Scholl'schen Schlemmschlacke, aber die bisher aus schaumigem Füllstoff hergestellten Betone waren nicht wasserdicht. Aber auch hierfür wird ein Weg zu finden sein. Redner verbreitet sich dann über die Dichtung von Beton und Mörtel durch wasserabweisende Zusätze. Redner ist der Meinung, daß, wenn die Dichtungsmittel die innere Benetzung des Betons und Mörtels herabsetzen, sie auch vielleicht die Wir-

kung aggressiver, säurehaltiger Wässer vermindern. Unsere Kenntnis von der chemischen Widerstandsfähigkeit der Mörtel ist aber noch ziemlich lückenhaft, auch die Arbeiten des 12. Ausschusses des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik bringen noch keine volle Aufklärung. Hier werden noch neue Methoden angewendet werden müssen.

Den Schluß der Ausführungen bildeten dann einige Betrachtungen über Zementprüfung und allgemeine Beurteilung der Bindemittel. Es ist ein unbestrittenes Verdienst des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, bei Schaffung und Verbesserung der Zementnormen führend mitgearbeitet zu haben. Nun ist aber auch eine Stellungnahme zur neuesten Entwicklung nötig, die eine neue Spezialisierung der verschiedenen Mörtelstoffe nach ihrer besonderen Eignung zu verschiedenen Zwecken verlangt, nach dem Vorbild der Eisen- und Stahlindustrie. Es ist nicht zweckmäßig, jeden der verschiedenen Vertreter der Mörtelstoffe so ausgestalten zu wollen, daß er allen Anforderungen der Praxis genügt, sondern es erscheint die Erzeugung von Spezial-Fabrikaten wünschenswert, die für den bestimmten Zweck besondere Vorteile bieten. Das sind Gedankengänge, die schon vor Jahrzehnten angeregt worden sind. Gary forderte z. B. schon damals die Beurteilung der Zemente nach ihrer Sandaufnahmefähigkeit. Jetzt ist die Frage durch die Veröffentlichungen Spindel's über hochwertige Spezialzemente wieder in Fluß gebracht. Diese Bestrebungen sind von der Zementindustrie allerdings ziemlich einmütig abgelehnt worden. Redner ist aber der Ansicht, daß die Entwicklung doch diesen Weg nehmen werde. Schon sprechen auch einzelne Männer aus dem Kreise der Fabrikanten dafür. Auch hier sollte daher die wirtschaftliche Zementforschung der Entwicklung nicht nachfolgen sondern voranzugehen suchen.

Redner faßt seine Ausführungen dahin zusammen, daß auf allen Gebieten, auch dem der Wissenschaft neue produktive Arbeit möglich und nötig ist. —

Vermischtes.

Betonhohlsteine Bauweise Tilgner. Unser Aufsatz in No. 7 über diese Bauweise hat uns Anfragen in größerer Zahl eingebracht. Wir teilen daher hierdurch mit, daß Lizenzen für die Tilgner-Hohlsteine bzw. Tilgner-Wände durch die „Deutsche Formsteinwerke“, Berlin W. 35 erteilt werden. Die Ausführungsgebühr beträgt 2 M./m² gleichviel, ob die Wand 13, 20 oder 25 cm stark gemacht wird. Alle Anfragen sind an obige Firma zu richten. —

Vorschriften für Tragwerke aus Eisenbeton oder Stampfbeton in der Tschechoslowakei. Wie wir den „Technischen Blättern“ No. 27/28 d. J. entnehmen, gelten laut Erlaß des Ministeriums der öffentl. Arbeiten vom 10. 4. 19 dort die österreichischen Vorschriften für Hochbauten und für Straßenbrücken vom 15. 6. 1911 mit den Nachträgen vom 15. 9. 18 weiter mit kleinen Aenderungen. So ist Punkt 5 in § 6 der Hochbauvorschrift dahin abgeändert, daß für die Anläufer von Plattenbalken im Anschluß an die Stützen die zulässigen Randdruckspannungen statt auf höchstens 50 auf 60 kg/cm² erhöht werden dürfen. Ein neuer Erlaß vom 29. Mai 1920 ergänzt die Bestimmungen zu § 5, Punkt 6 (Hochbau) und Punkt 5 (Brückenbau) betr. rings unterstützter Platten. Die Berechnung hat danach, soweit nicht eine genauere Berechnung stattfindet, nach den Vorschriften von 1911 zu erfolgen, wobei es jedoch zulässig ist, statt des Abänderungskoeffizienten:

$$\alpha = \frac{1}{1 + k \left(\frac{a}{b} \right)^2} \text{ und } \beta = \frac{1}{1 + k \left(\frac{b}{a} \right)^2},$$

welche sich nach § 5 dieser Vorschriften aus den Verhältnissen: $b^2 : (ka^2 + b^2)$ und $ka^2 : (ka^2 + b^2)$ ergeben, auch die Abänderungskoeffizienten zu setzen:

$$\alpha = \frac{1}{1 + 2,3 \cdot \left(\frac{a}{b} \right)^2} \text{ und } \beta = \frac{1}{1 + 2,3 \cdot \left(\frac{b}{a} \right)^2},$$

mit denen die Ergebnisse der Berechnung der äußeren Kräfte, die unter der Annahme erfolgte, die Eiseneinlagen seien nur in der Richtung der zugehörigen Spannweite verlegt, einfach zu multiplizieren sind. —

Ueber die Erbauer des Genital-Viaduktes ist in No. 8 S. 46 in unserem Bericht über den Vortrag des Reg.-Bmstrs. Tecklenburg über „Eisenbahn-Kriegsbauten im Westen“ eine nicht ganz zutreffende Angabe enthalten, die der Vortragende jetzt richtig stellt. Danach stammt der Entwurf von der Masch.-Fabrik Augsburg-Nürnberg, Brückenbauanstalt Gustavsbau, in Verbindung mit der Tiefbauunternehmung Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim. Nach diesem in einem Wettbewerb

eingereichten Entwurf erfolgte die Uebertragung der Arbeit an die Entwurfsverfasser. Die Ausführung der eisernen Ueberbauten übernahm die Brückenbauanstalt Gustavsbau mit der Gute-Hoffnungshütte, während die Pfeiler und Widerlager durch Grün & Bilfinger und Dyckerhoff & Widmann hergestellt wurden. —

Eine neue Eisenbetonschiffwerft in Minden ist unter der Firma Mindener Eisenbetonwerft A.-G. (Mewag) in München (Westf.) kürzlich begründet worden. Sie stellt sich zur Aufgabe, Eisenbetonschiffe für Kanal-, Fluß- und Seeschifffahrt, sowie jegliche Art von Schwimmkörpern herzustellen nach besonderer, durch Patent geschützter Bauweise, durch welche Schalung und Stapellauf erspart, also Kosten und Zeitaufwand herabgesetzt werden sollen. —

Schlackensteine für Siedlungsbauten aus Gaswerks-schlacken. Infolge des Kohlenmangels sind in Deutschland und auch anderwärts in der kurzen Zeit nach dem Weltkrieg bereits eine größere Anzahl von Schlackensteinfabriken entstanden. Ganz besonders haben die Stadtverwaltungen der Verwertung von Schlacken aus ihren städtischen Gaswerken ihr volle Aufmerksamkeit zugewendet. Die Stadt Berlin hat bereits 4 solcher Schlackensteinfabriken mit Erfolg eröffnet. Der Betrieb im Gaswerk Tegel wurde mit 6 Stück Dr. Gaspary-Nestormaschinen ausgerüstet und es werden hier Schlackensteine im deutschen Normalformat erzeugt. Zu zwei Nestormaschinen liefert jeweilig 1 Kipptrogmischer den erforderlichen Mörtel. Es arbeiten also in den zweckmäßig angelegten, von der Hochbauabteilung der Kanalisationswerke Berlin unter Hinzuziehung der Firma Dr. Gaspary & Co., Markranstädt, entworfenen Betrieb 3 Dr. Gaspary-Kipptrogmischer. Die in den Berliner Gaswerken anfallenden Schlacken sind vorzüglich zur Schlackensteinfabrikation geeignet, hart im Korn und mäßig im Schwefelgehalt. Durch vorbeugende Maßnahmen wie entsprechende längere Lagerung im Freien usw., können aber auch Schlacken mit anfänglich höherem Schwefelgehalt, die sonst zu Treiberscheinungen Veranlassung geben können, zu brauchbarem Material verbessert werden. Die Berliner Gaswerkschlacken werden gesiebt, da alle Körnungen bis 12 mm ohne weiteres verwertet werden können. Größere Stücke werden auf die genannte Korngröße gebrochen. Anfänglich wandte man ein Mischungsverhältnis von 1:8 an bei Verwendung von Zement als Bindemittel. Da aber die Schlackensteine bei dem Mischungsverhältnis 1:10 bereits 35–40 kg/cm² Druckfestigkeit ergaben und höhere Festigkeiten nicht verlangt wurden, so mischt man jetzt den Mörtel 1:10. Diese Masse wird, reichlich feucht gemacht, im Kipptrogmischer durch Rührflügel etwa 5 Minuten lang

gründlich gemischt und alsdann mittels besonderer Füllkästen in die Steinformen der Nestormaschine aufgegeben. Jeder Stein erhält 5 Schläge mittels durch elektrische Kraft bewegter Hämmer. Sechs Steine werden gleichzeitig hergestellt und auf ihrem gemeinsamen Unterlagsbrett von einem Arbeiter abgetragen zu einem Wagen, auf dem sie zum Stapelraum hingeschafft werden. Hier bleiben die Steine je nach Jahreszeit 2–3 Tage auf den Brettern liegen und werden dann im Freien gestapelt, um nach etwa vier Wochen vermauert zu werden. Da zwei Nestormaschinen ihren Mörtel von einem Kipptrogmischer erhalten, so ist die eine davon mit links-, die andere mit rechts angeordneter Ausrückvorrichtung versehen, damit die den Mörtel vom Mischer zu den Mauersteinmaschinen tragenden beiden Arbeiter nicht behindert werden. Jede Schlackenstein-Maschine leistet stündlich durchschnittlich 500 Steine, sodaß die Gesamtanlage in 8 Arbeitsstunden etwa 22 000–24 000 Steine erzeugt mit einer motorischen Antriebskraft von etwa 16 PS (nach Angaben der Firma). Die Leistung kann durch Aufstellen weiterer Maschinen in einfachster Weise entsprechend erhöht werden. —

Eisenbahnwagen aus Eisenbeton in Amerika. Auf den Strecken der Illinois-Central-Railway laufen nach Mitteilungen der Tagespresse von der Concrete Car Co. in Chicago gebaute Eisenbahnwagen in Eisenbeton, die bei 12,66 m Länge, 3,12 m Breite und 1,45 m Höhe des Wagenkastens 24 t wiegen sollen, deren Gewicht man aber auf 21 t herabzudrücken hofft. —

Literatur.

Erläuterungen zu den preuß. Hochbaubelastungsvorschriften 1919. (Unter besonderer Berücksichtigung der Bestimmungen über Knicksicherheit.) Von Reg.- u. Bt. Dr.-Ing. Ellerbeck. Kl. 8°, 32 S. Text mit 7 Abb. Berlin 1920. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 1,60 M. —

Unter dem 24. Dezember 1919 sind vom Minister für Volkswohlfahrt zugleich im Namen des Ministers f. öffentl. Arbeiten neue „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe“ erschienen, die anstelle der alten Bestimmungen von 1910 getreten sind und sich zunächst von diesen schon dadurch unterscheiden, daß die frühere Zweiteilung der Bestimmungen für die Anordnung bei Staatsbauten und baupolizeiliche Prüfung von Hochbaukonstruktionen jetzt in Fortfall gekommen ist. Die vorliegende kleine Schrift (ein Sonderabdruck eines Aufsatzes des Verfassers a. d. Zentralbl. d. Bauverwltg. 1920) erörtert die wesentlichsten sachlichen Änderungen der neuen Vorschriften gegenüber denjenigen von 1910 und gibt dazu einige Erläuterungen.

Diese Änderungen bestehen zunächst in einer wesentlichen Erhöhung der für Mauerwerk aus künstlichen Steinen zulässigen Beanspruchung, die von 7 kg/cm² für Mauerwerk aus Ziegeln oder Kalksandsteinen in Kalkmörtel 1:3 auf 10 kg/cm² erhöht worden ist für Mauerziegel I. Kl. oder Kalksandstein (mit mindestens 150 kg/cm² Druckfestigkeit). Bei verlängertem Zementmörtel 1:2:8 darf diese Beanspruchung auf 14 kg/cm² erhöht werden, und falls Hartbrandziegel von Kalksandhartsteinen verwendet werden auf 18 kg/cm² für Mauerwerk aus Klinkern in Zementmörtel 1:3 auf 35 kg/cm². Bei schlanken Pfeilern sind die Beanspruchungen entsprechend zu ermäßigen. Der Abschnitt Eigengewichte ist gegen früher wesentlich erweitert und es sind die Gewichtsangaben mehr spezialisiert und z. T. geändert. Bei den Belastungsangaben wird empfohlen, in Gebäuden zu geschäftlichen Zwecken für etwaige spätere Zwischenteilungen der Räume gleich Zuschläge für die erforderlichen Scheidewände zu machen, andererseits sind die der Rechnung zu Grunde zu legenden Nutzlasten der Decken in Wohngebäuden, Krankenhäusern, Dienstgebäuden und bei kleinen Läden von 250 auf 200 kg/m², für Schulen und Hörsäle, sowie für Treppen in Klein- und Mittelhäusern von 500 auf 350 kg/m² herabgesetzt (die besonderen Erleichterungen für Klein- und Mittelhäuser nach dem Erlaß vom 26. 3. 1917 gelten daneben weiter). Auch für die Stützen mehrgeschossiger Gebäude sind nicht unerhebliche Ermäßigungen der Höchstlasten vorgesehen. Neu ist eine Bestimmung über eine anzunehmende wagrechte Seitenkraft auf Abschlußgeländer von Treppen und Balkonen. Auch die Beanspruchung durch Winddruck ist herabgesetzt. Die zulässigen Beanspruchungen sind ebenfalls geändert. Besonders zu erwähnen ist die Erweiterung, welche die Bestimmungen hinsichtlich solcher Bauteile erfahren haben, die der Gefahr des Knickens ausgesetzt sind. Hier ist die Euler-Formel als Grundlage zu nehmen, wenn auch andere Berechnungsverfahren nicht ausgeschlossen sind. Ueber

diese Frage verbreitet sich der Verfasser besonders eingehend und untersucht die Anwendbarkeit und Gültigkeitsgrenzen der verschiedenen Knickformeln. Verfasser empfiehlt neben 5-facher Knicksicherheit im Sinn der Euler-Formel stets etwa 2,3-fache nach der Tetmajer-Gleichung und neben 4-facher nach Euler etwa 2,2-fache nach Tetmajer zu verlangen. Aufgenommen sind jetzt auch Bestimmungen über die Einzelausbildung gedrückter eiserner Bauglieder. Die Beanspruchung der Baustoffe ist im wesentlichen beibehalten (abgesehen von den schon erwähnten Änderungen beim Ziegelmauerwerk). Bei den Höchstbeanspruchungen für Dächer usw. bei ungünstigster Belastung (bis 1600 kg/cm²) ist aber jetzt zur Vorschrift gemacht, daß die Abnahme des Baustoffes durch einen erfahrenen Fachmann nach den vorbenannten Lieferungsbedingungen erfolgen muß, während ein entsprechender Ingenieur die Bauausführung zu überwachen hat. Außerdem muß die Erhaltung der Eisenkonstruktion durch Rostschutz entsprechend gesichert sein.

Verfasser zieht überall die sonst noch bestehenden, z. T. in Gültigkeit bleibenden Bestimmungen, ferner die Bestimmungen in anderen Bundesstaaten an und erhofft eine Vereinheitlichung der technischen Baupolizeivorschriften für das ganze Deutsche Reich, wie sie ja schon von verschiedenen Seiten angestrebt wird.

Die kleine Schrift ist für den entwerfenden Ingenieur und den prüfenden Baupolizeibeamten, jedenfalls von besonderem Wert. —

Fr. E.

Der durchlaufende Bogen auf elastischen Stützen. Ein Berechnungsverfahren für die Praxis. (Mit Formeln für die am häufigsten vorkommenden Fälle der einfachen, sowie durchlaufenden Binder und Bogen und ausführlichen prakt. Rechnungsbeispielen.) Von A. Strassner, Berlin 1919. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 22 M., geb. 26 M.

Im Anschluß an sein vor 3 Jahren im gleichen Verlag erschienenen Werk „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“ bietet der Verfasser in seinem neuen Buch, wie dessen Titel schon sagt, ein praktisches Berechnungsverfahren für den durchlaufenden Bogen auf elastischen Stützen. Wie bei jenem Buch so besteht das wesentliche Merkmal des Verfahrens auch in dem neuen Werk Strassners in der folgerichtigen Anwendung der Festpunkte, welche für die prakt. Statik so bedeutungsvoll geworden sind. Die weiterhin die Grundlage der Berechnung bildenden geometr. Beziehungen, wie sie durch die Mohr'schen Sätze gegeben sind, dürften dem Ingenieur als leicht faßlicher Aufbau der inneren statischen Zusammenhänge besonders nützlich sein.

Die Lösung der gestellten Aufgabe unter Benutzung der Festpunkte — zu denen sich noch die Übergangszahlen gesellen — erzielt der Verfasser durch Einführung eines passenden Hauptsystemes (statisch unbestimmtes Hauptsystem), dessen Berechnung bis zu einem gewissen Grad mit der Berechnung des durchlaufenden geraden Balkens übereinstimmt. Damit ist das Wesen des Verfahrens gekennzeichnet und dem Ingenieur ein verhältnismäßig einfacher Weg gezeigt, auf dem er mit Verständnis und unter möglicher Verminderung von Fehlerquellen die mit diesen mehrfach statisch unbestimmten Tragwerken gestellten Aufgaben lösen kann, während ihm die Anwendung der übrigen meist verwinkelten und zeitraubenden Berechnungsverfahren oft Schwierigkeiten bereitet.

Im 1. Abschnitt des Buches ist die ausführliche Theorie enthalten. Der 2. Abschnitt bringt bemerkenswerte Formeln für einfache und mehrfache Rahmen, welche bei bogenförmigem, gebrochenem und sattelförmigem Riegel gelten und die gebräuchlichsten lotrechten und seitlichen Belastungen berücksichtigen. Der 3. Abschnitt enthält 8 praktische Rechnungsbeispiele, welche die vorhergehende Theorie stützen und eingehend erläutern. Hervorzuheben sind die klaren zeichnerischen Darstellungen und als besonders wertvoll für das statische Verständnis die jeweiligen Eintragungen der Stützlinien, welche ein klares Bild der Kräftewirkung geben und etwaige Fehler sofort ersichtlich machen.

Das neue Buch Strassners verdient besondere Anerkennung. Wir können es dem in der Praxis stehenden Ingenieur empfehlen, da es dessen Bedürfnis nach einem verhältnismäßig einfachen und doch zuverlässigen Berechnungsverfahren entgegen kommt. —

O. M. u. y.

Inhalt: Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg. — Beitrag zur Berechnung von Stockwerkräumen und sonstiger Rahmentragwerke. (Schluß.) — Aufgaben der Zement- und Mörtelforschung in Wissenschaft und Technik. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

№ 12.

Eisenbeton-Schwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründungen sowie im Schiffbau.

Von Dipl.-Ing. W. Luft, Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A.-G. und Dipl.-Ing. Rüth, Priv.-Doz.
a. d. Techn. Hochschule zu Darmstadt und beratender Ingenieur genannter Firma.

(Auszug aus einem Vortrag, gehalten auf der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1920.)



insichtlich der Verwendung von Schwimmkörpern in der Technik, so führte der erste Vortragende aus, sind hauptsächlich 2 Hauptgruppen zu unterscheiden: Die Schwimmkörper für Verkehrszwecke und diejenigen für Bauzwecke, insbesondere für Gründungen. Die Verwendung der

ersteren geht bis auf vorgeschichtliche Zeit zurück, die der letzteren setzt im wesentlichen erst Mitte vor. Jahrhunderts ein in Form von Senkkasten mit unterem Boden für die Ausführung von Kaimauern und Brückenpfeilern, wobei zunächst mit Rücksicht auf leichte Verarbeitung und Schwimmfähigkeit Holz gewählt wurde. Später folgt dann die Ausführung in Mauerwerk mit hölzernem Boden, und mit Einführung der Betonbauweise wird das Mauerwerk meist durch Beton ersetzt. Schwimmkasten großer Abmessungen, namentlich solche für Luftdruckgründungen, werden zunächst vorwiegend in Eisen erstellt, seit Anfang dieses Jahrhunderts tritt

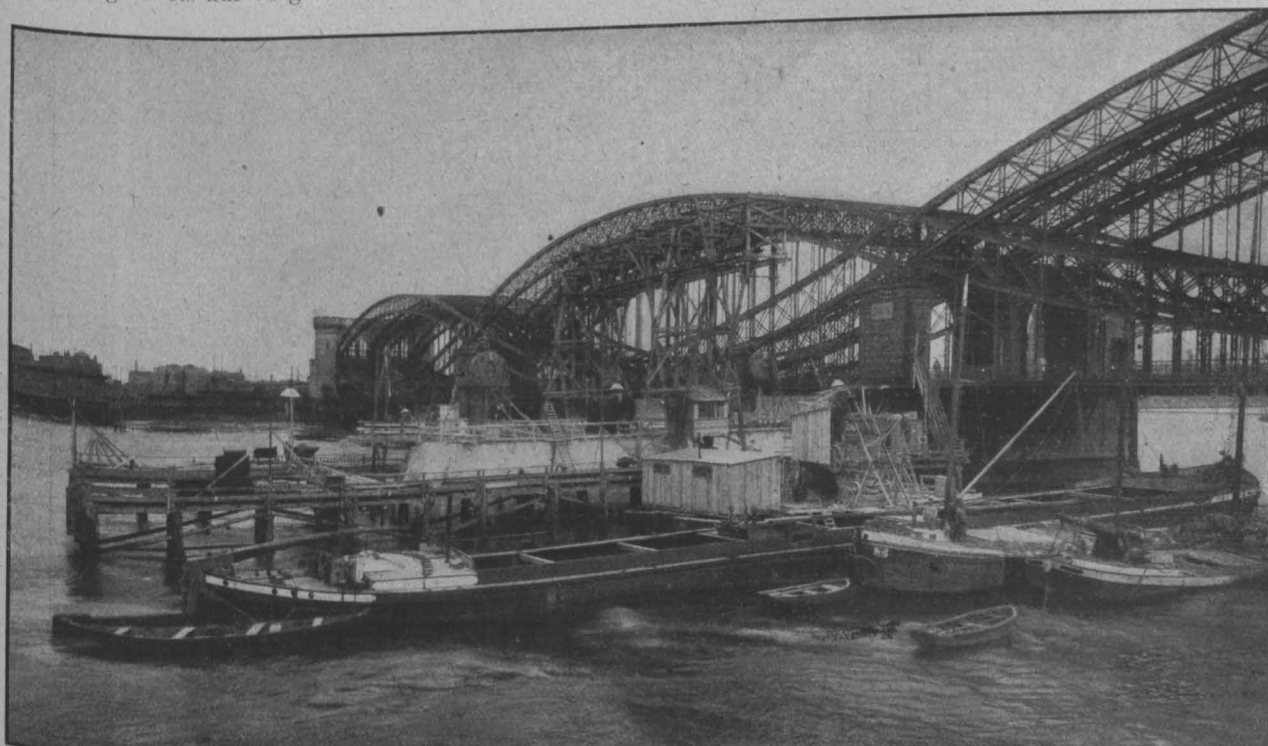


Abb. 4. Neue Freihafen-Brücke über die Elbe in Hamburg. Aufnahme der Baustelle während Luftdruckgründung der neuen Pfeiler.

dann aber die Ausführung in Eisenbeton in den Vordergrund.

Um die kostspielige Aufhängung zu vermeiden, werden dann für Luftdruckgründungen die Kasten, wo sie nicht vorteilhafter von Inseln aus versenkt werden, als Schwimmkörper ausgebildet.

Die Ausführung der Eisenbeton-Schwimmkörper erfolgt zweckmäßig auf Hellingen oder in Docks, vielfach auch in Baugruben, in die später Wasser eingelassen wird. Das Zuwasserbringen erfolgt dann mittels Stapellauf, Tauchen oder Aufschwimmen. Nachstehend seien einige Beispiele von der A.-G. Dyckerhoff & Widmann ausgeführter Schwimmkörper in Eisenbeton dargestellt.

1. Kriegsschiffswerft in Fiume an der Adria. Im Jahr 1910 von der Danubia A.-G. in Budapest der Nürnberger Niederlassung der A.-G. Dyckerhoff & Widmann übertragen.

Die Anlage umfaßt 2 neben einander liegende Hellinge, begrenzt von Gleisungen. Der größere Teil der Hellingplatte und ein Teil der Gleisbrücken ist auf Rammpfähle gegründet, während die Kaimauern und die tiefer gelegenen Fundamente der Zungenpfeiler auf Senkkasten stehen. Ein Bild der Baustelle zeigt Abbildung 1, Seite 92. Es waren erhebliche Leistungen

der Elbeufer hart unterhalb der Eisenbahn-Elbebrücke Hamburg-Harburg dar. Nur 2 m Zwischenraum sind zwischen den Fundamenten der alten und neuen Brücke vorhanden. (Vergl. den Lageplan Abbildung 3, Seite 93.) Die Brücke besitzt 3 Oeffnungen von je 100 m Spannweite. Die Stropfpfeiler sind mit Schwimmsekkasten, die Widerlager mit Senkkasten vom festen Ufer aus gegründet. Sämtliche Senkkasten sind in Eisenbeton ausgeführt, hier ist aber nur die Gründung der Stropfpfeiler von Interesse. (Vergl. das Ausführungsbild, Abbildung 4, Seite 89.)

Die Kasten, deren Ausbildung aus Abbildung 5, Seite 91 hervorgeht, haben 32 m Länge bei 12,8 m Breite, also 410 m² Grundfläche. Der Arbeitsraum ist 2,15 m hoch und ungeteilt. Die ganze Senkkastenhöhe stellt sich auf 7 m, dazu kommt aber noch ein 1,5 m hoher Aufsatz. Der Raum über der Kaisondecke ist durch Längs- und Querträger in 18 Hohlräume geteilt, um Schwimmfähigkeit zu erzielen. Bei 0,82 m Druckluft im Arbeitsraum ist eine Tauchtiefe von 5,8 m vorhanden, sodaß die Schifffahrtstiefe der Elbe überall ein Abschwimmen ermöglichte. Bei der Absenkung waren 11,5 m Sandboden zu durchfahren. Die endgültige Bodenpressung der Pfeiler stellt sich bei voller Belastung auf 3 kg/cm².

Der Bau erfolgte in einem leihweise überlassenen

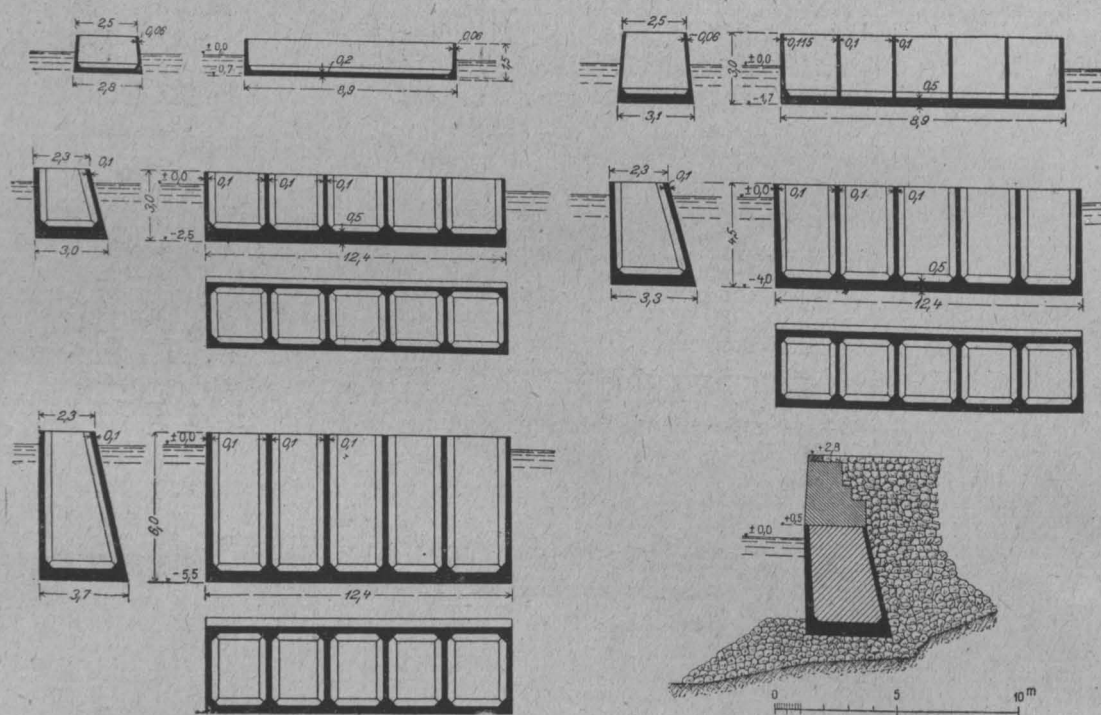


Abb. 2.

Ausbildung der Eisenbeton-Schwimmkörper als Unterbau für die Mauern der Hellinge der Reichsschiffswerft in Fiume.

zur Herstellung erforderlich: 50 000 m Rammpfähle, 6000 m² Spundwände, 82 000 m³ Beton, 35 000 m³ Baggerung, 50 000 m³ Steinschüttung. Die Gründung mit Schwimmkörpern war für die Adria eine Neuheit, da dort bisher die Ausführung der Mauern aus 4 t schweren Quaderblöcken auf Steinschüttung üblich war. Das ist eine zeitraubende Bauausführung, da sich die Steinschüttung erst mehrere Jahre setzen muß, ehe der eigentliche Maueraufbau beginnen darf, und da die mit Santorin-Erde als Bindemittel geformten Blöcke ½ bis ¾ Jahr zur Erhärtung brauchen, ehe sie mittels Schwimmkran versetzt werden können. Der Senkkastenbau geht demgegenüber sehr rasch von Statten. Die Kasten sind teils von Holz, teils in Eisenbeton auf bestehenden Hellingen hergestellt, mit Schleppern zur Baustelle gebracht, auf die vorher vorbereitete Kies- und Schotter-schüttung versenkt und mit Schüttbodyeton gefüllt. Die Kasten, deren Ausbildung in Abbildung 2 dargestellt ist, haben je nach Wassertiefe bis 6 m Höhe, 12,4 m Länge und 3,3 m Breite.

2. Druckluftgründungen von Brückenpfeilern, Elbebrücke Hamburg und Rheinbrücke Duisburg-Hochfeld. Die Freihafenbrücke in Hamburg stellt eine neue Verbin-

dem Dock der Reiherstieg-Schiffswerft und Masch.-Fabrik Hamburg von 4000 t Tragfähigkeit, was sich billiger stellte als die Anlage besonderer Hellinge für diesen Zweck. Die Ausführung beider Kaissons erfolgte gleichzeitig. Die Arbeiten im Dock wurden Anfang Juli 1915 aufgenommen und Mitte September, also in nur 2½ Monaten vollendet. Während dieser Zeit wurde die Baustelle eingerichtet (Gerüste, maschinelle Einrichtungen, Planieren der Sohle durch Fortbaggern der die alten Brückenpfeiler schützenden Steinschüttung usw.). Dann ging das Abschwimmen und Einschleppen der Kaissons vor sich. Nach Ablassen des Schwimmdockes erfolgte ohne Hindernis das Freischwimmen der Kaissons, die dann durch 4 Schlepper — 2 vorn, 2 hinten — bei Flutströmung kurz vor Tide-Hochwasser zur Baustelle geschleppt wurden. Ihr Gewicht betrug dabei 1800 t. Nach Einfahren in das Pfeilergerüst (Abbildung 6, Seite 92) ging zuletzt die genaue Einstellung der Kaissons durch Heranziehen mittels Bauwinden und Stahlseilen vor sich. Nach genauer Einlagerung zwischen Leitpfählen wurden die Senkkasten durch Ablassen der Luft bei mittlerem NW. zum Sinken gebracht. Nach Aufsitzen auf dem Grund wurde die Kammer über dem Arbeitsraum zunächst mit Wasser gefüllt, um ein

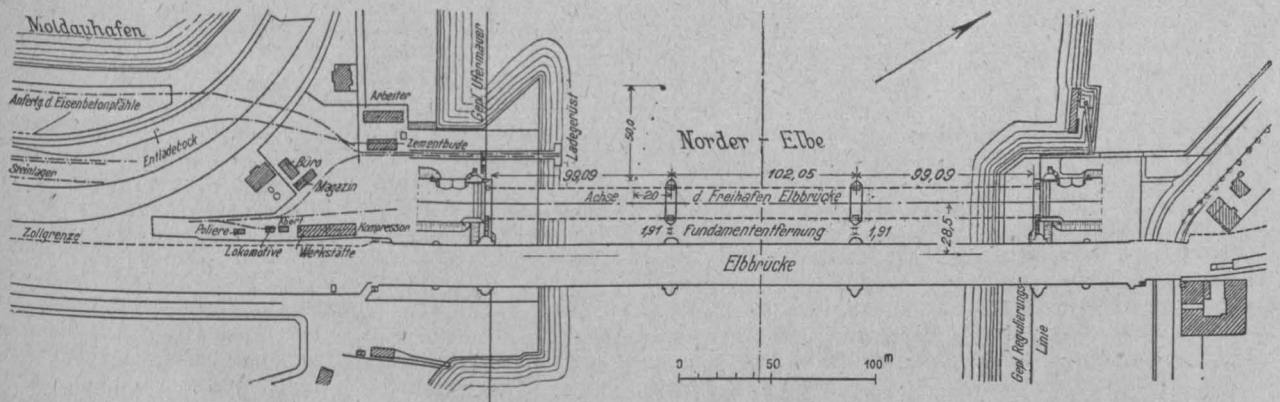


Abb. 3 (oben).

Lageplan
der neuen Frei-
hafen-Elbbrücke
in Hamburg.

Abb. 5 (rechts).

Ausbildung
der Senkkasten
in Eisenbeton
für die Druck-
luftgründung
der Strompfeiler
der neuen Elb-
brücke.

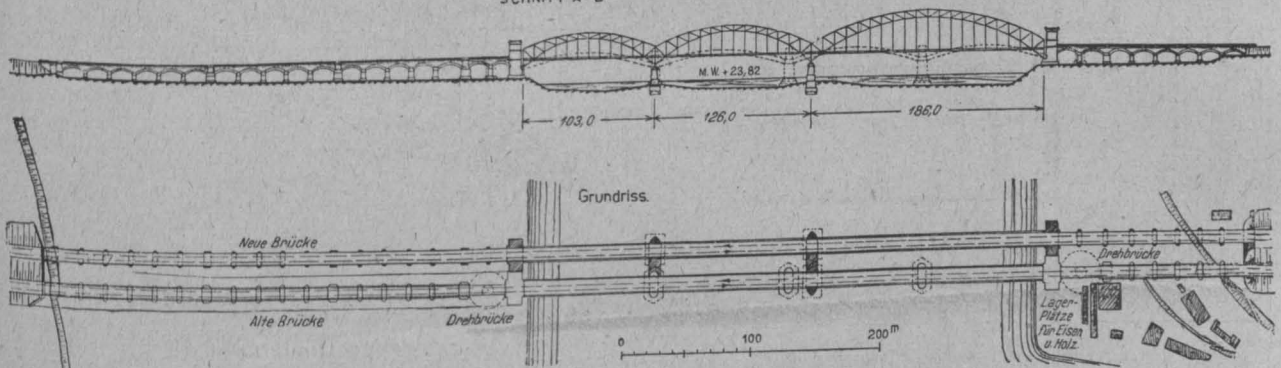
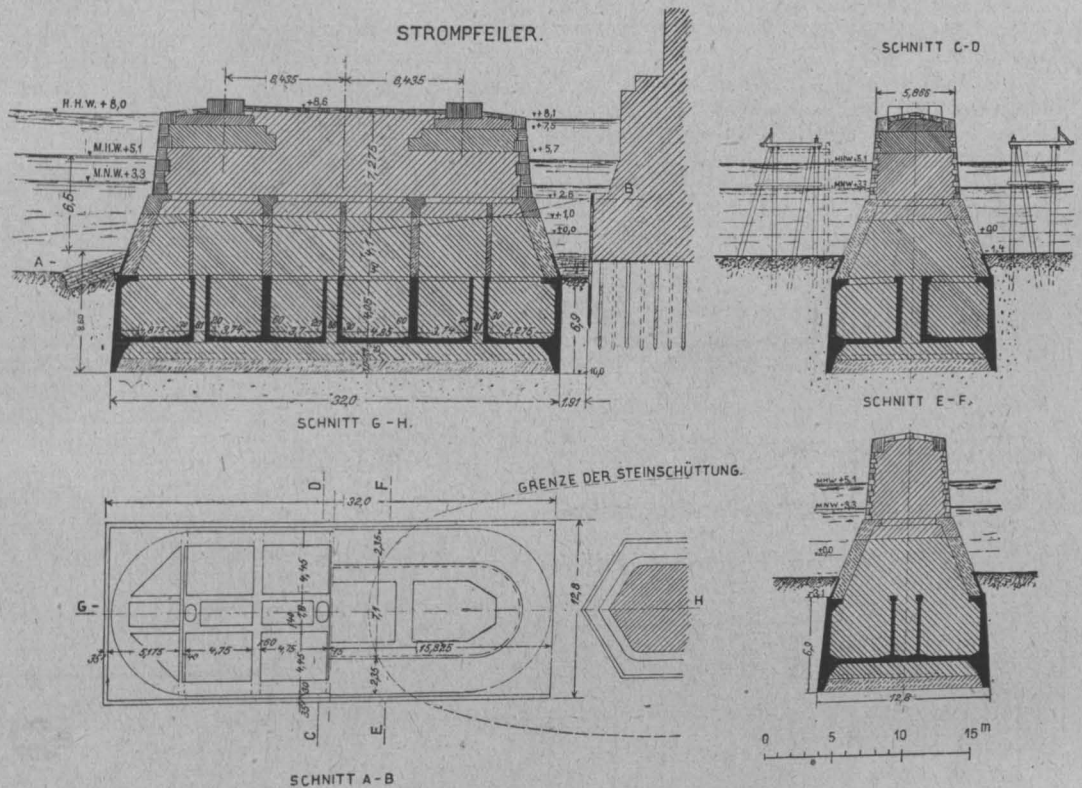
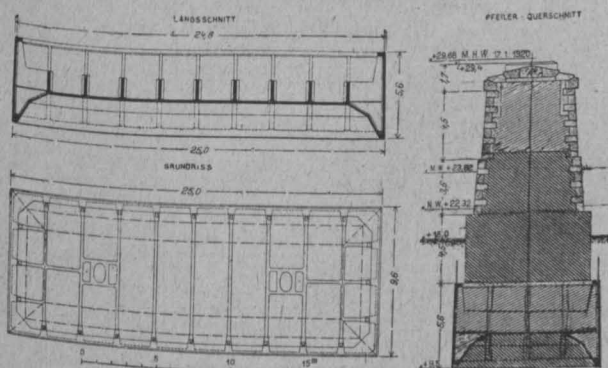


Abb. 7 (oben). Lageplan der neuen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld.

Abb. 8 (unten). Ausbildung des Pfeilersenkastens.



Wiederaufschwimmen bei Flut zu verhindern. Dann wurde das Belastungswasser durch Füllbeton ersetzt. Nunmehr erfolgte die Absenkung bis — 10 m am Hamburger Pegel ohne Zwischenfall. Der größte Luftdruck im Arbeitsraum betrug dabei 1,8 Atm.

Der südliche Pfeiler war in den ersten Tagen des Februar 1916 fertig gestellt. Mit dem Einbau des nördlichen Kaissons begann man erst später, um die Bau-einrichtungen wieder verwenden zu können. Der fertige Kaisson wurde daher nach Abschwimmen vom Schwimmdock zunächst im Petroleumhafen sicher auf Grund gesetzt durch Wasserballast. Am Tage der Ver-wendung wurde es mittels Pumpendampfer ausgepumpt. Da aber die Schneide etwas in den Schlamm einge-sunken war, mußte zur Hebung etwas Druckluft zuge-gaben werden. Mehrmaliges Aufsitzen beim Transport auf Untiefen war stets durch etwas Druckluftzugabe

leicht zu beseitigen. Im Uebrigen vollzog sich die Ausführung glatt wie am südlichen Pfeiler, und Ende September 1916 war auch der zweite Pfeiler fertig.

3. Rheinbrücke Duisburg-Hochfeld. Die Inangriffnahme der Brücke, die mit größter Beschleunigung fertig gestellt werden sollte, war durch die besonderen Verhältnisse im Frühjahr 1918 begründet. Die Leistungsfähigkeit der über die Brücke geführten Eisenbahnlinie sollte durch viergleisigen Ausbau erhöht werden. Gleichzeitig sollte eine Verbesserung der Schiffsverkehrsverhältnisse durch Ersatz der 100 m weiten Schiffs-Oeffnung durch eine solche von 186 m erzielt werden. Im Sommer 1918 wurde der A.-G. Dyckerhoff & Widmann von der Eisenbahndirektion Köln der Zuschlag für die Gründung der Pfeiler erteilt.

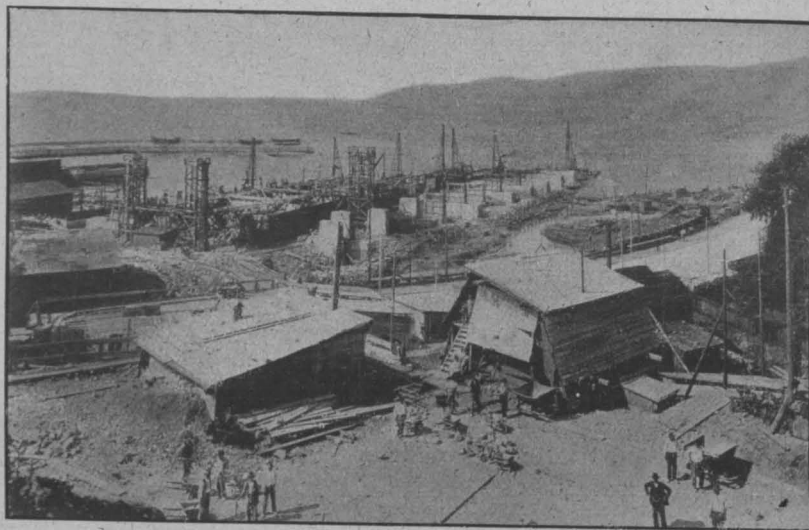


Abbildung 1. Baustelle der Hellinge in Fiume.

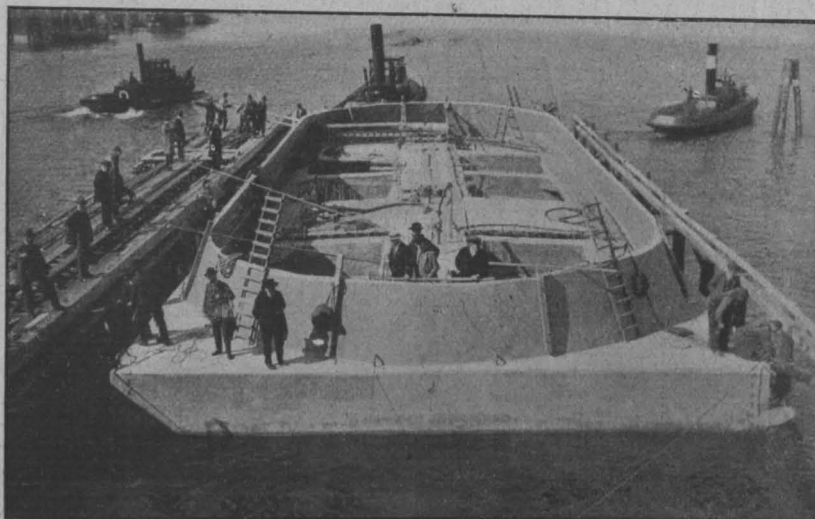


Abbildung 6. Einschleppen der Kaissons in die Pfeilerrüstung bei Gründung der neuen Freihafen-Elbbrücke in Hamburg.

Wegen der gewaltigen Steigerung der Eisenpreise wurde die Ausführung des eisernen Ueberbaues nur teilweise durchgeführt, der Bau auf spätere Zeit vertagt.

Eine Uebersicht der Anordnung des Bauwerkes ist in Abb. 7, S. 91, dargestellt. Danach ist der neue Hauptstrompfeiler in rd. 4,5 m Abstand neben dem alten in der Hauptstromrinne angeordnet. Mit Rücksicht auf den 4-gleisigen Ausbau erhielt er eine Grundfläche von 9,8 auf 52,8 m, mußte daher in 2 Senkkasten zerlegt werden. Auch ein eiserner einheitlicher Senkkasten konnte wegen der Kosten nicht in Frage kommen. Es kamen daher 2 Kasten von je 9,8 · 25 m Grundfläche (je 245 m²) zur Anwendung mit einem Zwischenraum von 2,8 m. Die Herstellung der Kaissons erfolgte auf der Eisenbeton-Schiffswerft von Dyckerhoff & Widmann in Neuß a. Rh. Mit Rücksicht auf die Fahrwassertiefen in der betreffen-

den Strecke bis Duisburg durfte der Tiefgang nicht größer als 3 m gewählt werden, um die Kasten schwimmend zur Baustelle schaffen zu können. Die Ausbildung der mit 2 Luftschleusen mit ovalen Schachtrohren ausgebildeten Kaissons, vergl. Abbildung 8, S. 91, erfolgte daher zunächst möglichst leicht. Durch Fortlassen der Längsträger, möglichst Beschränkung der Querträger in ihren Abmessungen, Ersatz der massiven Schneide durch eiserne Platten und Rippen wurde das erreicht. Das Gewicht eines Kaissons betrug infolgedessen nur 325 t, d. s. 1,31 t auf 1 m² Grundfläche gegenüber 4 t auf 1 m² der Hamburger Kaissons. Die Eisenbewehrung eines Kaissons geht aus Abbildung 9, S. 93 hervor.

Ende August 1918 wurden die Schneiden verlegt. Ende Oktober bzw. Anfang November erfolgte das Abschwimmen der Kaissons zur Baustelle, also trotz der schwierigen Arbeitsverhältnisse in sehr kurzer Zeit.

Die Werft, auf welcher die Kaissons hergestellt wurden, liegt am Erftkanal, dessen Wasserstand beim Stappelauf ein sehr niedriger war. Es war daher nötig, Luft in die Arbeitskammer einzupressen, um die Schwimmtiefe von 2,85 auf 2,5 m zu ermäßigen. Beim Transport auf dem Kanal war dann sogar nötig, die Schwimmtiefe bis auf 2,3 m zu bringen. Von der Erftmündung an waren die Kaissons dann noch 35 km auf dem Rhein zu transportieren. Hierbei wurde die Schwimmtiefe durch Preßluft auf 2,45 m geregelt. Zur Verminderung der Schwankungen wurden dabei beiderseits des Senkkastens Begleitkähne angehängt. Die erforderliche Preßluftmenge wurde auf einem besonderen Eisenbetonprahm mitgeführt. Das Einschwimmen in die Pfeilergerüste mußte der starken Strömung wegen mit größter Vorsicht erfolgen. Aus dem gleichen Grunde mußten die Rüstungen besonders stark ausgebildet werden. Abbildung 10, S. 93, zeigt den neuen Pfeiler unter der alten Brücke im Bau.

Bei Ausbruch der Revolution am 9. November 1918 mußten zunächst die beiden Kaissons durch Füllung der Räume über dem Arbeitsraum mit Wasser auf Grund gesetzt werden. Nachdem die Fortführung der Arbeit wieder möglich geworden war, wurde der Wasserballast durch Füllbeton ersetzt. Darauf erfolgte die Absenkung mittels Preßluft für die beiden Kaissons eines Pfeilers im Wechselbetrieb bis zu einer Tiefe von 9 m unter Flußschle, wobei die Reste der alten Steinschüttung des Brückenpfeilers und sonstige Hindernisse die Arbeit stark erschwerten, bis der normale Rheinkies des Flußbettes erreicht war. Plötzlich eintretendes Hochwasser um

die Jahreswende 1918/19 mit nachfolgendem Eisgang zwang zur zeitweiligen Unterbrechung der Arbeit und Sicherung der gefährdeten Rüstungen durch Vorwerfen von Sandsäcken und rasch hergestellten Betonblöcken. Es dürfte wohl der erste Fall sein, bei welchem eine Luftdruckgründung für den Strompfeiler einer Rheinbrücke während der Wintersonne trotz besonders schwieriger Arbeitsbedingungen durchgeführt worden ist.

Aus dem letzten Beispiel einer Brückenpfeiler-Gründung auf Eisenbeton-Senkkasten ist ersichtlich, daß es in manchen Fällen geboten sein kann, die Schwimmtiefe von Eisenbeton-Schwimmkörpern zu verringern. Das ist durch sparsamste Konstruktion zur Verringerung der Massen und durch Anwendung eines Leichtbetons zur Verringerung des Gewichtes zu erreichen. Die Verwendung eines solchen Baustoffes für hochver-

tige Konstruktionsteile setzt neben möglichst geringem Gewicht aber ausreichende Festigkeit, Wasserdichtigkeit und u. Umst. auch Luftundurchlässigkeit voraus. Unter diesen Gesichtspunkten hat die Firma Dyckerhoff & Widmann, Zentrale Biebrich, schon vor 3 Jahren ein umfangreiches Versuchsprogramm für Leichtbeton aufgestellt.

Die Forderungen dieses Programmes waren: Geringes Gewicht, Wasserdichtigkeit bei genügender Festigkeit auf Zug, Druck, Schub und Stoß.

von Traß, sowie durch Oberflächenbehandlung. Die Erzielung genügender Festigkeit war zu erreichen durch entsprechendes Verhältnis der Bindemittel zu den Mörtelzuschlägen (Grenzverhältnisse $1:1\frac{1}{2}$ bis $1:2\frac{1}{2}$), durch entsprechendes Verhältnis des Mörtels zu den Füllstoffen (Grenzverhältnisse $2:1$ bis $1:1$), durch Auswahl der richtigen Korngröße für Mörtelzuschläge und Füllstoffe. (Als Grenzfälle für diese Mischungen waren $1 \text{ Zement} : 0,3 \text{ Traß} : 2 \text{ Zuschläge}$, desgl. $1:0,7:0,4$ in Raummassen vorgesehen.) Von jedem

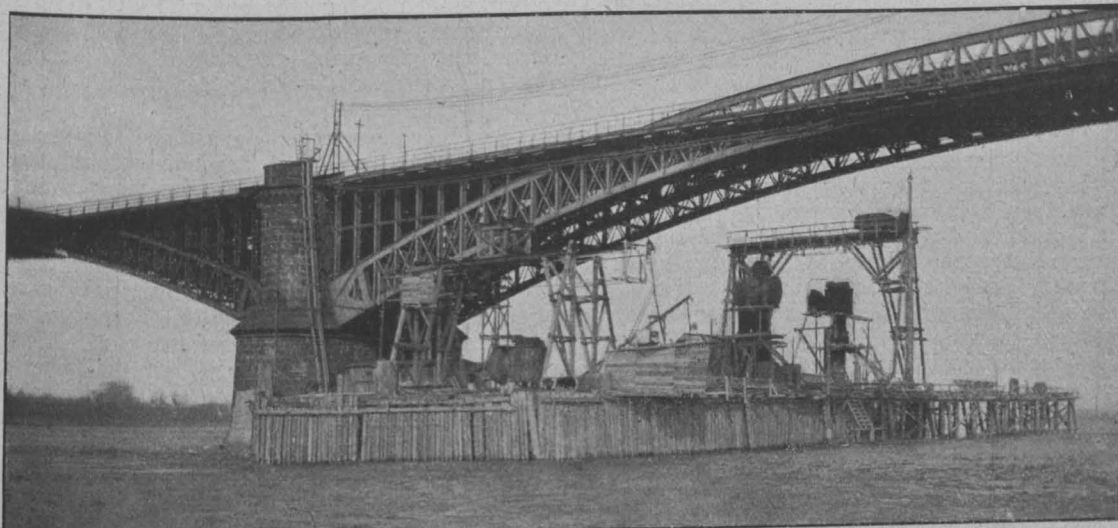


Abbildung 10. Ausführung der Pfeilergründung der neuen 4-gleisigen Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld.

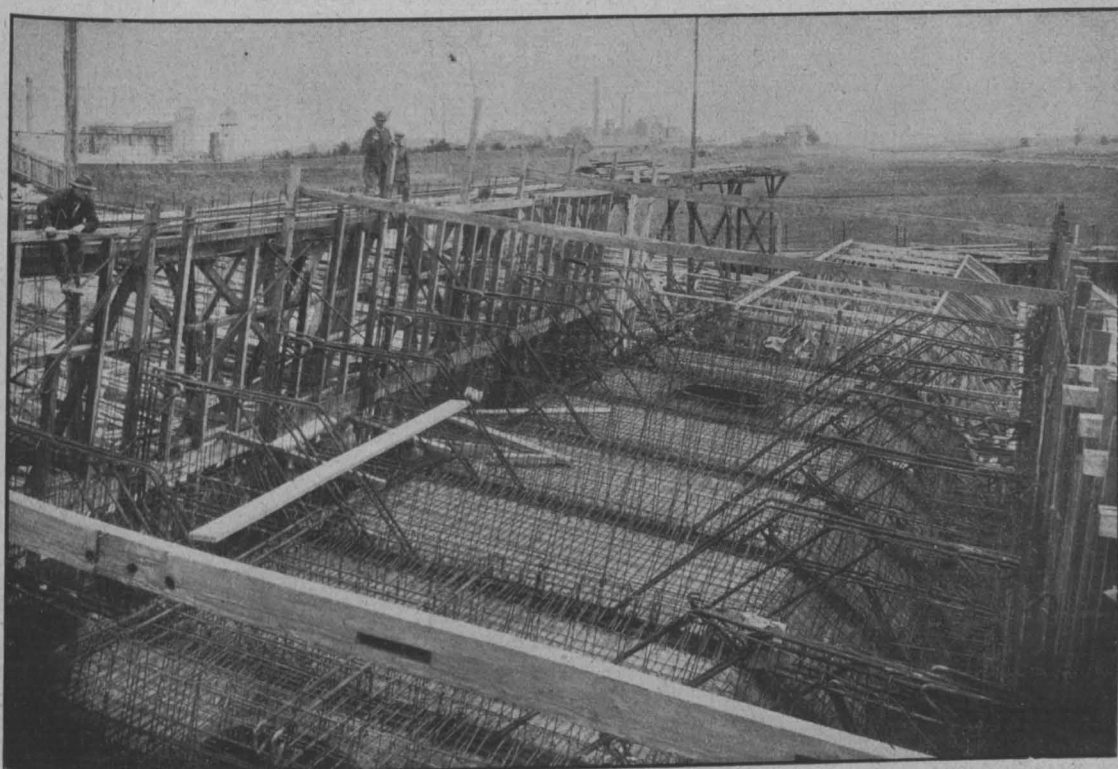


Abbildung 9. Eisenbewehrung eines Senkkastens der Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld.

Zu diesem Zweck war der Beton nach folgenden Gesichtspunkten zusammenzusetzen: Zur Erzielung geringen Gewichtes war Leichtmaterial (Bims oder Leichtschlacke) beizumischen und zwar als Füllstoff über 5 mm Korngröße im Mörtel eingebettet oder als Zusatz zu den Mörtelmaterialien in Körnungen von $0-5 \text{ mm}$, ferner war das Ziel zu erreichen durch Zusatz von Traß als teilweises Bindemittel, da dieser leichter ist als Zement. Die Erzielung von Wasserdichtigkeit in dünnen Stärken von 4 bis 6 cm sollte erreicht werden durch fette Mörtelmischung $1:1\frac{1}{2}$ bis $1:2\frac{1}{2}$ und Mörtelüberschuß, durch Zusatz von Steinmehl von geringem Gewicht, ferner

Mischungsverhältnis waren 9 Würfel von 10 cm Seitenlänge zu Druckproben nach $2, 4$ und 6 Wochen, 15 Zugkörper der üblichen Form der Zementprobenkörper für Zugprobe nach $2, 4$ und 6 Wochen vorgesehen. Von den in die engere Wahl kommenden Mischungsverhältnissen waren die Zug- und Druckproben zu wiederholen, Platten auf Biegung von 110 cm Länge, 15 cm Breite und 6 cm Stärke ohne Eiseneinlagen, mit einfacher starker Zugbewehrung (Betonbiegefestigkeit), mit doppelter, schwacher Bewehrung (entspr. der praktischen Ausführung) zu erproben. Ferner waren zu untersuchen Schubalken verschiedener Bewehrungssysteme, Schiffsbodenfelder durch Fallversuche, Platten auf Wasser-

dichtigkeit (50 · 50 cm groß, 5 cm stark) mit Bewehrung zur Aufnahme von Biegungsspannungen infolge des Wasserdruckes. —



u dem vorerwähnten, umfangreichen Versuchsprogramm gab der zweite Redner noch nähere Erläuterungen und einige Angaben über die wichtigsten Versuchsergebnisse.

Danach sind sämtliche Versuche mit einem der praktischen Verarbeitung entsprechenden Wasserzusatz, d. h. mit steifflüssigem Mörtel durchgeführt. Die Korngröße der Zuschläge erwies sich als sehr wichtig, da sie die Geschmeidigkeit des Mörtels vorwiegend beeinflusst und bei Wahl zu großer Körnung Entmischung des Mörtels begünstigt. Für das Steinmehl hat sich eine Korngröße bis zu 3 mm, für Rheinsand und Bims eine solche bis 5 mm als zweckmäßig erwiesen. Das Raumverhältnis von Zement und Traß ist zwischen 1 : 0,3 bis 0,6 zu wählen, während je nach dem Zweck die Zuschläge das 2,5—3,5-fache der Zementmenge betragen sollen. Je nach den höheren Ansprüchen an Festigkeit oder Leichtigkeit ist dabei zwischen Festigkeits- und Leichtmaterialien zu variieren. Rechnet man den Traß zu $\frac{2}{3}$ als Bindemittel, $\frac{3}{4}$ als Festigkeitsmaterial, so ergeben sich — je nach dem Zweck — als leichtere Mischungen in Raumteilen: Zement = 1, Traß 0,3—0,6, Steinmehl von 0—3 mm Korngröße 0,2—0,6, Rheinsand von 0—5 mm Korngröße 0,5—1 bis 1,25. An Leichtmaterial (Bimssand von 0 bis 5 mm Korngröße) sind 1,25—1,5 bis 2 Teile zuzusetzen. Nach den Festigkeitsversuchen können besonders leichte Mischungen mit spezif. Gewichten von etwa 1,5 nach 4 Wochen 15—20 kg/cm² Zug- und 160—180 kg/cm² Druckfestigkeit ergeben, weniger leichte mit etwa 1,8 spezif. Gewicht 25—30 bzw. 210—240 kg/cm² Festigkeit. Als Festigkeiten nach 6 Wochen können für Zug um 10, für Druck um 15 % höhere Werte angenommen werden.

Innerhalb der oben angegebenen Grenzen der Mischungen sind auch alle bisherigen Leichtbeton-Ausführungen der Firma Dyckerhoff & Widmann gehalten und sie sind auch maßgebend für die im Gang befindlichen Ausführungen.

Die Biegungsversuche mit unbewehrten und bewehrten Platten ergaben für die ersteren stets schon nach geringer Belastung einen plötzlichen Bruch. Die bewehrten Platten zeigten bis zum Eintreten der ersten Oberflächenrisse ein durchaus elastisches Verhalten, nach der Entlastung gingen die Durchbiegungen auf Null zurück. Die Zerstörung der Platten mit einseitiger starker Bewehrung erfolgte, wie beabsichtigt, durch Ueberschreitung der Beton-Druckfestigkeit. Die Durchbiegung der 1^m frei tragenden Platten betrug am

Schluß der Belastung etwa 10 mm und ging bei Entlastung auf $\frac{1}{3}$ zurück. Die rechnungsmäßige Biegungs-Druckfestigkeit betrug im Durchschnitt das 1,7-fache der Würfel Festigkeit, die Biegungs-Zugfestigkeit i. M. das 2-fache der Prismenfestigkeit, Werte, die auch für andere Betonmischungen bereits festgestellt sind. Die Platten mit beiderseitiger schwacher Bewehrung, die den im praktischen Eisenbeton-Schiffbau verwendeten dünnen Platten etwa entsprechen, zeigten ein sehr elastisches und zähes Verhalten. Die Durchbiegungen steigerten sich bis zum Bruch auf 15 mm, die nach Entlastung auf $\frac{2}{3}$ zurück gingen. Diese größere bleibende Durchbiegung gegenüber den einseitig stark bewehrten Platten ist auf das Ueberschreiten der Eisenfließgrenze zurück zu führen.

Die Biegungsversuche mit verschiedenen bewehrten Balken, die sowohl mit ruhenden wie mit stoßenden Belastungen (Fallgewichte) durchgeführt worden sind, zeigten, daß die Rißbelastung für die verschiedenen Bewehrungsarten ziemlich die gleiche ist, während die Bruchlasten wesentlich mit der Vervollkommenheit der Schubbewehrung steigen. Die Vereinigung von aufgebogenen Eisen mit Bügeln gab eine besonders hoch gesteigerte Bruchlast. Biegunsmessungen an den Unterseiten der Balken zeigten, daß der Leichtbeton eine höhere Elastizität besitzt als der Kiesbeton. Diese elastischen Verhältnisse sind besonders wichtig für die Verteilung der Zug- und Druckspannungen auf Beton und Eisen im Bauwerk. Der höheren Elastizität entspricht eine bessere Ausnutzung und Auswertung der Eiseneinlagen, andererseits eine Verringerung der Betonzugspannungen für das rissefreie Stadium 1. Um diese Frage noch weiter aufzuklären, sind noch Versuche mit Feinmessungen geplant. Es sollen dabei auch die Schwindmaße für die verschiedenen Betonsorten ermittelt werden.

Die Stoßversuche, die an einem, einem Kassettenfeld der Schiffkörper entsprechenden Probestück mit Fallgewichten ausgeführt wurden, ergaben ebenfalls eine hohe Widerstandsfähigkeit und Zähigkeit des Betons. Ebenso zeigt sich bei allen Versuchen überhaupt eine hohe Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton.

Der Nachweis der Wasserdichtigkeit erfolgte gemäß den Anforderungen, die der Germanische Lloyd in seinen Vorschriften für Eisenbetonschiffe stellt, wonach bei Platten von 5 cm Stärke bei einem Wasserdruck von 1 kg/cm² (d. h. 10 m Höhe) während 24 Stunden kein Wasser in Form von Tropfen durchdringen darf. Die Platten der ausgewählten Mischungsverhältnisse genügten diesen Ansprüchen sogar bei mehrere Tage dauerndem Wasserdruck. Auch bei einer Steigerung auf 2—2,5 Atm. blieb die Dichtigkeit erhalten. —

(Schluß folgt.)

Von der 43. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“.

Ueber diese, in Heidelberg in der 2. Hälfte des Juni abgehaltene Versammlung haben wir in No. 10 der „Mitteilungen“ bereits einen kurzen Uebersichtsbericht gebracht, sowie in No. 11 einen längeren Auszug aus dem Vortrag Dr. Kühl's über „Aufgaben der Zement- und Mörtelforschung in Wissenschaft und Technik“. Im Nachfolgenden sollen noch einige besonderes Interesse bietende Verhandlungsgegenstände etwas näher besprochen werden.

Anknüpfend an die Ausführungen Dr. Kühl's, der dem Drehrohfen zwar hinsichtlich der Güte des Zementes den Vorzug gab, ihn hinsichtlich des Kohleverbrauches, der heute Ausschlag gebend ist für die Wirtschaftlichkeit, aber hinter den modernen Schachtofen zurück stellte, machte Dr. E. Schott, Heidelberg, Angaben über eine bessere wärmeökonomische Gestaltung des Drehrohrofens. Die Maschinenfabriken seien bisher falsche Wege gegangen, indem sie die Öfen immer mehr verlängerten und den Durchmesser vergrößerten, dadurch zwar bessere Leistungen erzielten, aber keine bessere Wärmeausnutzung. Nur durch eine vollkommene Ausnutzung der Abgase zur Dampferzeugung usw. sei die Wirtschaftlichkeit zu erhöhen. Nach dieser Richtung seien bereits seit 1904 im Werk Leimen der Portlandzement-Werke Heidelberg-Mannheim A.-G. Versuche angestellt

worden, die, nach mancherlei Schwierigkeiten, namentlich in der Bekämpfung des Flugstaubes, sehr gute Ergebnisse gezeitigt hatten. Bei einer Ofenlänge von 24, 32, 55 m ergab sich dort eine Leistung innerhalb 24 Stunden von 276,4, 368, 507 Faß (die letztere niedrige Leistung erklärt sich aus mangelhaftem Zug des betreffenden Ofens). Der Verbrauch an Kohle war dabei für das Faß bei allen 3 Öfen fast derselbe, nämlich 51,1, 50, 51,5 kg bzw., für 100 Faß Zement ergab sich eine Wasserverdampfung in den durch die Abgase gespeisten Dampfkesseln von 9,62, 8,47, 2,99 m³, d. h. der kurze Ofen leistete wesentlich mehr. Wollte man dieselbe Dampfmenge in gewöhnlichem Dampfkessel erzeugen, so würde das Kohlenmengen erfordern, die dem vollen Kohleverbrauch des Ofens entsprechen. Bei Ausnutzung der Abgase brennt also der Ofen gewissermaßen umsonst. Die Abgase gehen bei dem 24 m langen Ofen mit etwa 1000 °C. in den Kessel hinein und verlassen diesen mit noch 250—300 °C. Wärme, die dann noch zur Vortrocknung des Rohmaterials ausgenutzt werden können. Mit nur etwa 50 °C. Wärme kommen die Abgase schließlich aus der Trockentrommel heraus. In der Fabrik in Leimen liefern die Rotieröfen den gesamten Dampf für den Kraftverbrauch. Werden die Abgase des Drehrohrofens so ausgenutzt, so steht dieser auch in wirtschaftlicher Beziehung im Kohleverbrauch den anderen Systemen nicht nach.

Hr. Geh. Kommerz.-Rat Dr. Schott teilt dann noch er-

gänzend mit, daß man in Heidelberg der anfangs sehr un-
 bequemen Staubplage durch höhere Stellung der Kessel Herr
 geworden sei. Die Abgase müssen dann ansteigen und da-
 bei fällt der Staub nieder, der dann abgesaugt wird. Jeden-
 falls sei diese Schwierigkeit zu überwinden. Redner sowohl,
 wie Direktor Dr. Müller, Rüdersdorf, stimmen darin
 überein, daß im Drehrohrofen der jetzigen Gestalt auch bei
 einer Verlängerung auf 100 m die Wärme nicht entsprechend
 auszunutzen sei, da die Gase die Rohstoffe nicht durchzie-
 hen, sondern nur in der Oberfläche berühren. Solange nicht
 eine ganz andere Ausgestaltung der Drehrohrofen erreicht
 sei, könne die Wärme nur durch hinter geschaltete Kessel
 ausgenutzt werden. Hr. Kommerz.-Rat Polysius, Dessau,
 steht demgegenüber auf dem Standpunkt, daß die Abgas-
 ausnutzung auf diese Weise zu kompliziert sei. Es komme
 darauf an, im Ofen selbst Kohle und Wärme möglichst aus-
 zunutzen. Seine Firma habe vor dem Krieg nach dieser
 Richtung Versuche eingeleitet, die sie dann habe unter-
 brechen müssen. Sie glaube aber auf dem richtigen Wege
 zu einer vorteilhaften Lösung zu sein.

Hr. Dr. E. Schott trat dann auch für den verhinder-
 ten Redner ein, der über die Gewinnung von Kali
 bei der Zementfabrikation hatte sprechen wollen,
 und teilte Erfahrungen mit, die in dieser Richtung ebenfalls
 in dem Zementwerk Leimen seit 1912 gemacht worden sind.
 Dort wurden an einem Drehrohrofen von 55 m Länge und
 2,5 m Durchmesser die Abgase zunächst in Dampfkesseln
 und Trockentrommeln ausgenutzt und dann nach Abküh-
 lung filtriert. Es wurden dabei nicht weniger als 6 % der
 erbrannten Klinkermengen an Staub aufgefangen, die sonst
 unbenutzt zum Kamin hinaus fliegen. Mit Wasser befeuch-
 tet sonderte der Staub Ammoniakgase ab, die sich durch
 starken Geruch bemerkbar machten. Das gab Veranlassung
 zu einer genauen Analyse des Staubes, in dem rd. 20 %
 Kali festgestellt wurden, das schon in ganz verdünnten Sä-
 ren vollkommen löslich ist, und sich, wie durch Düngever-
 suche nachgewiesen wurde, zu verschiedenen Düngungs-
 zwecken je nach seiner Löslichkeit durchaus eignet. Auch
 der Ammoniakgehalt kommt bei entsprechender Behand-
 lung bei der Düngung zur Geltung. Notwendig zum Aus-
 treiben des Kalis aus dem Rohmehl beim Brennen ist ein
 guter heißer Ofengang. Der höhere oder geringere Alkali-
 gehalt des Rohmehles ist dabei übrigens auf die gewonnene
 Kalimenge ohne Einfluß. Mehr als 20 % Kali ließen sich
 keinesfalls aus der Flugasche gewinnen, der Rest bleibt im
 Zementklinker. Die Ausgestaltung der Rotieröfen in Leimen
 ergab nach Ausnutzung der Wärme zur Dampferzeugung
 bei etwa 550 Faß Klinkern durchschnittlich noch 80 Ztr.
 Staub, der neben Kalk und Kieselsäure rd. 20 % Kali ent-
 hält, das zur Düngung nutzbar gemacht werden kann. Nach
 Abfiltrierung des Staubes lassen sich aus den flüchtigen
 Gasen auch noch wertvolle Salze gewinnen, sodaß also nach
 verschiedenen Richtungen hin eine wirtschaftlichere Aus-
 nutzung der Abgase der Drehrohrofen, wie sie die Not der
 Zeit gebieterisch fordert, wohl möglich ist.

Ein weiterer Vortrag, der wieder in das Gebiet der Ze-
 mentforschung fiel, war derjenige von Hrn. Dozent
 Dr. K. Endell, Berlin, über kieselsäurereiche
 und eisenoxydreiche Zemente. Die Ausführun-
 gen des Redners stützen sich auf Versuche, die gemeinsam
 mit Dipl.-Ing. A. C. J. eben ausgeführt worden sind. Red-
 ner hat sich die Aufgabe gestellt, klar zu legen, ob in dem
 Dreistoff-System Kalk, Tonerde, Kieselsäure, außerhalb
 des bekannten Zementfeldes noch andere Gebiete vorhan-
 den sind, die hydraulische Bindemittel von mehr oder we-
 niger zementartigem Charakter enthalten. Bei diesen Ver-
 suchen hatte er bereits früher in den tonerdereichen Zemen-
 ten Bindemittel entdeckt, die bei kombinierter Erhärtung
 außerordentlich hohe Festigkeiten bis über 800 kg/cm² ent-
 wickeln. Er wendete sich nunmehr den kieselsäure- und
 eisenoxydhaltigen Zementen zu. Wie bei den früheren Ver-
 suchen wurden eine Reihe von Mischungen aus den Roh-
 stoffen hergestellt und in solchen Mengen gesintert, daß die
 üblichen Normenprüfungen damit durchgeführt werden
 konnten. Es wurden bei den ersten Versuchen Mischungen
 gewählt mit 25—45 % Kieselsäure, 10—25 % Tonerde und
 45—60 % Eisenoxyd. Kalk, Mangan, schweflige Säure und
 Schwefel waren nur in ganz geringen Mengen enthalten.
 Ein großer Teil der Proben zerrieselte vollständig bei der
 Abkühlung, ein anderer blieb zwar beständig, band aber
 ebenfalls nicht ab, bzw. ergab nur ganz geringe Festigkei-
 ten. Die Versuche hatten also das negative Ergebnis, daß
 nach der Kieselsäureseite über das Zement-
 feld hinaus keine hydraulischen Bindemittel
 von den Eigenschaften des Portlandze-
 mentes vorhanden sind. Nur einige Mischungen,
 die der Zusammensetzung von Gießerei-Roh eisenschlacken
 etwa entsprechen, zeigten eine gewisse Erhärtung, die aber
 nicht entfernt an die Zementfestigkeit heran reicht.

Bei den zweiten Versuchen wurde die Tonerde voll-
 ständig durch Eisenoxyd ersetzt. Ähnliche Erzeugnisse be-
 stehen bereits. So ist im Erzzement der Portlandzement-Fa-
 brik Hemmoor der größte Teil der Tonerde durch Eisenoxyd
 ersetzt. Dieser Zement ist aber dem Portland-Zement min-
 destens gleichwertig, in der chemischen Widerstandsfähig-
 keit ihm sogar überlegen. Es wurden 2 sogenannte Kalk-
 ferrite untersucht, die nur aus 74 % Fe₂O₃ und 26 % CaO
 bzw. 59 und 51 % dieser Materialien bestanden und weite-
 re Proben mit 10—35 % Si₂O₃, 10—45 % Fe₂O₃ und
 30—65 % CaO-Gehalt. Gesintert wurde bei 1400 °C. Nur
 die beiden Kalkferrite zeigten geringe Festigkeit, alle übr-
 igen waren zermürbt, zerfallen, überhaupt nicht prüfbar.
 Daraus ist wohl jedenfalls zu entnehmen, daß die nur
 aus Kalk, Eisenoxyd und Kieselsäure be-
 stehenden Mischungen keine hydraulischen
 Eigenschaften haben. Das war um so auffälliger,
 als doch der Erzzement ein ausgezeichnetes hydraulisches
 Bindemittel darstellt. Es mußte daher angenommen wer-
 den, daß die geringen Beimischungen von Tonerde neben
 dem geringeren Eisenoxydgehalt hier die zementartige Er-
 härtung ermöglichen. Es wurde daher noch eine weitere
 Versuchsreihe mit tonerde- und eisenoxydreichen Mischun-
 gen durchgeführt. Aber auch hier war das Ergebnis nega-
 tiv. Immerhin haben die Versuche den Wert, aus dem wei-
 ten Untersuchungsfeld der Zementforschung einige Gebiete
 als erledigt ausgeschieden zu haben.

In das Gebiet der Zementprüfung führte der
 Vortrag von Dr. Framm, Karlshorst, über Zerschmet-
 terungsfestigkeiten und ihre Beziehung zur
 Druckfestigkeit. Der Gedanke, die Zerschmette-
 rungsfestigkeit, d. h. den Widerstand gegen Stoß und Fall
 als neuen Festigkeitsbegriff in die Praxis der Zementprü-
 fung einzuführen, ist 1918 zuerst von Passow aufgegrif-
 fen worden. Die Kenntnis der Zug- und Druckfestigkeit
 allein genügt nicht mehr für alle Fälle der Verwendung des
 Zementes; namentlich im Eisenbeton-Schiffbau spielt der
 Widerstand gegen Stoß eine wichtige Rolle. Passow hat
 auch einen einfachen Apparat vorgeschlagen, einen Fall-
 stempel mit Meßlatte. Ein Gewicht bestimmter Schwere
 fällt von einer gewissen Höhe. Entsteht ein zerstörender
 Riß beim ersten Schlag, so ist die Zerschmetterungsfestig-
 keit in kg/cm² gleich dem Produkt aus Fallgewicht in kg mal
 Fallhöhe in cm. Aufgabe der in Karlshorst durchgeführten
 Untersuchungen, die mit Probekörpern, die an 7 verschiede-
 nen Stellen in den Mischungsverhältnissen 1:3, 1:5, 1:8
 hergestellt wurden, sollten die Beziehungen zwischen
 Zerschmetterungs- und Druckfestig-
 keit feststellen. Vor allem klar legen, ob hier eine gewisse
 Gleichmäßigkeit vorhanden ist.

Aus sämtlichen Versuchsreihen ergab sich für das Mi-
 schungsverhältnis 1:3 im Mittel ein Verhältnis von 1:0,53,
 für 1:5 ein solches von 1:0,68 und für 1:8 von 1:0,98.
 Eine gewisse allgemeine Gleichmäßigkeit ist also vorhan-
 den, alle Ergebnisse bewegen sich trotz verschiedener Kiese
 und Zemente in derselben Richtung wie die Aenderung der
 Mörtelmischung. Je magerer die Mischung, um so kleiner ist
 also der Unterschied zwischen Druckfestigkeit und Zer-
 schmetterungsfestigkeit.

Im Laboratorium zu Karlshorst wurden dann noch wei-
 tere Versuche durchgeführt und zwar einerseits mit einer
 Fallramme, wie sie zur Einstampfung von Zementkörpern
 benutzt wird, mit 150 cm Fallhöhe und 2 kg schwerem Fall-
 gewicht. Es wurde damit einerseits die erforderliche Stoß-
 kraft ermittelt, um den Probekörper mit einem Schlag
 zu zerstören, andererseits die Zahl der Schläge, die bei be-
 stimmter Fallhöhe nötig sind, um einen Körper zu zerstö-
 ren. Hierbei ergaben sich sehr stark wechselnde Zahlen,
 die z. B. bei einer Mischung von 594 kg/cm² Druckfestigkeit
 bei 5 Proben zwischen 42 und 75 schwankten. Es wurde
 ferner für 13 Zemente bei 7 und 28 Tagen Wasser- bzw.
 kombinierter Erhärtung sowohl die Druck- wie die Zer-
 schmetterungsfestigkeit ermittelt. Bei Wasserlagerung er-
 gab sich eine gewisse Gleichmäßigkeit des Verhältnisses,
 bei kombinierter Lagerung zeigten sich sehr starke Schwan-
 kungen. Die Schaulinien verlaufen sehr unregelmäßig und
 namentlich ergab sich für Zemente hoher Druckfestigkeit
 eine stark wechselnde Schlagzahl.

Weitere Versuche bezweckten einen Vergleich der Er-
 gebnisse zwischen dem Passow'schen Apparat und der Fall-
 ramme. Letztere wurde danach als unzuweckmäßig ausge-
 schaltet, bei den weiteren Versuchen zur Feststellung, in-
 wieweit die Zerschmetterungsfestigkeit den Widerstand
 gegen Stoß kennzeichnet, nur noch der Passow'sche Apparat
 benutzt, den sein Erfinder übrigens selbst keineswegs als
 Normenapparat angesehen wollte, sondern nur zur
 Aufsuchung von Mischungen benutzt hat, die sich als be-
 sonders widerstandsfähig gegen Zerschmetterung erweisen
 sollten.

Es sind Versuche mit 40 Zementen der Mischung 1:3 bei 7 und 28 Tagen Wasser- und 28 Tagen kombinierter Erhärtung durchgeführt worden. Es ergab sich bei 7 Tagen Wasserlagerung ein Verhältnis der Druck- zur Zerschmetterungsfestigkeit von $228:192=0,84$, was sich mit den Passow'schen Versuchen etwa deckt. Die Schaulinien verlaufen aber sehr unregelmäßig, die Zerschmetterungsfestigkeit schwankt sehr und ist keineswegs der Druckfestigkeit proportional, was übrigens auch Passow gefunden hat. Bei 28 Tagen Wasserlagerung ergaben sich Druckfestigkeiten von $158-538 \text{ kg/cm}^2$ und $100-250 \text{ kg/cm}^2$ Zerschmetterungsfestigkeit. Der größte Wert bei mittlerer Druckfestigkeit war $314:189=0,6$, während Passow für dieselbe Altersklasse 0,9 gefunden hat. Bei 28 Tagen kombinierter Erhärtung ergaben sich $210-624 \text{ kg/cm}^2$ Druck- und $100-230 \text{ kg/cm}^2$ Zerschmetterungsfestigkeit. Im Mittel war das Verhältnis $378:172=0,46$, während Passow 0,7 gefunden hat. Die Schwankungen der Zerschmetterungsfestigkeit sind noch erheblich größer als die der Druckfestigkeit. Sie erscheint daher als Normenprüfung nach diesen Versuchen jedenfalls als nicht geeignet.

Ist sie aber auch nicht zu einem Gütevergleich der Zemente geeignet, so ist der Passow'sche Gedanke doch auch nicht ohne Weiteres von der Hand zu weisen, denn ein Bedürfnis zur Erprobung der Festigkeit des Betons gegen Stoß liegt zweifellos vor.

Hr. Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Gary, Lichterfelde, äußerte sich in der Aussprache dazu, daß die Untersuchung mit dem Passow'schen Apparat nicht den bei Schiffskörpern auftretenden Beanspruchungen angepaßt sei. Dort seien die in der Nähe der Stoßstelle auftretenden Biegungsspannungen die gefährlichsten. Zur Ausschussung von bestimmten Zementen mit sehr hoher Zerschmetterungsfestigkeit mag der Passow'sche Apparat aber andererseits geeignet sein. Im Uebrigen wären die Untersuchungen weiter durchzuführen. Redner lenkt dabei die Aufmerksamkeit auf die Anwendung des Pendelhammers als Schlagbiege- und Kerbschlag-Biege-Probe für die Untersuchung von Metallen.

In das Gebiet der Zementbewertung schließlich fiel der Vortrag von Dr. Framm über „die österreichische Güteformel für hochwertige Spezialzemente und die deutschen Portlandzemente“. Diese Frage ist bekanntlich vor einigen Jahren vom österreichischen Staatsbahnrat Spindel in Innsbruck aufgenommen worden, der es für falsch erklärte, alle Zemente trotz ihrer sehr verschiedenen Güte gleich zu bewerten. Das sei ungerechtfertigt und es müßten wie beim Eisen Güteunterschiede gemacht werden. Die österreichische Staatsbahn hat daher für hochwertige Portland-Zemente eine besondere Güteformel aufgestellt und verlangt für diese nach 2 Tagen 180, nach 7 Tagen bereits 450 kg/cm^2 Druckfestigkeit.

Um sich die Bedeutung dieser Zahlen klar zu machen, ist es notwendig, die Unterschiede in der österreichischen und deutschen Prüfungsmethode hervorzuheben. Diese liegen in dem verwendeten Normensand, der Rammarbeit bei Herstellung der Proben und der Art der Ermittlung der Festigkeit aus den Ergebnissen der Proben. Die Körnung des österreichischen Sandes ist eine feinere, der Zementgehalt im Probekörper also größer, die Rammarbeit beim Einschlagen der Proben ist eine größere, der Wassergehalt ein geringerer, außerdem wird nicht, wie in Deutschland, das Mittel aus allen 3 Proben genommen, sondern bei 6 Proben werden nur die 4 besten ausgewählt und daraus wird die Festigkeit bestimmt. Die Prüfung nach dem österreichischen Verfahren muß also höhere Werte ergeben. Das ist aber zu berücksichtigen, wenn man den österreichischen, sogen. hochwertigen Spezial-Zement mit deutschen Zementen vergleicht.

Nun haben die Vertreter der Beton-Industrie naturgemäß ein Interesse an hochwertigen Zementen. Auf der Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg i. v. J. führte Hr. Spindel aus, die deutsche Zementindustrie habe bisher nicht den Willen, solche hochwertigen Zemente zu erzeugen. Die deutsche Zementindustrie muß also zu dieser Frage Stellung nehmen. Sie hat nun zunächst das Interesse, einmal festzustellen, welchen Vergleichsfaktor man einführen muß, um die österreichischen Festigkeitswerte unmittelbar mit den deutschen vergleichen zu können. Nach bisherigen Ermittlungen von 3 verschiedenen Forschern ist das Verhältnis, um das die deutschen Festigkeitszahlen erhöht werden müßten, um mit gleichem Maß wie die österreichischen gemessen zu werden, zu 20, 25 und 28 % festgestellt. Von keiner Seite ist aber bisher untersucht, ob dieses Verhältnis nach 2, 7 und 28 Tagen Erhärtung das gleiche ist. Das ist sicher nicht der Fall, vielmehr war anzunehmen, daß sich für die verschiedenen Altersstufen auch verschiedene Verhältnisse ergeben würden. Um das festzustellen, sind nun in Karlshorst Versuche durchgeführt.

Es wurden deutsche Handelszemente sowohl nach den

österreichischen wie den deutschen Normen nach 2, 7 und 28 Tagen geprüft. Es wurden Schaulinien der absoluten Festigkeitszahlen aufgetragen und die Festigkeitsunterschiede in Prozenten umgerechnet. Es ergab sich dabei, daß das Verhältnis der beiden Zahlenreihen bei 2 Tagen Erhärtung zwischen 59 und 24 %, nach 28 Tagen zwischen 25 und 15 % schwankten. Im Mittel ergaben sich nach der österreichischen Probe nach 2 Tagen um 39, nach 7 um 25 und nach 28 um 21 % höhere Werte als nach der deutschen. Es ist also zunächst das Verhältnis bei den verschiedenen Altersstufen ein anderes und zwar ist es bei den jungen Proben ein nicht unwesentlich höheres. Auf die hohen Festigkeiten bei jungem Alter wird ja aber gerade nach der österreichischen Güteformel besonderer Wert gelegt.

Nach Erledigung dieser Vorfrage war festzustellen, inwieweit die deutschen Zemente die Festigkeit der Spezialzemente erreichen. Es ist darüber im Protokoll der Vereinsverhandlungen 1918 schon einmal berichtet. Es wurde damals der österreich. Spezialzement (Lorinser Zement) mit 4 deutschen Zementen, natürlich nicht den schlechtesten, in Vergleich gestellt. Die Prüfung erfolgte nach den deutschen Normen. Nach 2 Tagen ergab der österreich. Zement 170, der deutsche 200 kg/cm^2 Druckfestigkeit, nach 28 Tagen waren die Zahlen 396 und 434. Der österreich. Zement erreichte also nicht die Werte der erwähnten Güteformel, die deutschen Zemente zeigten sogar etwas höhere Werte. Während Staatsrat Spindel in seinen Veröffentlichungen ferner behauptete, daß der Spezialzement nicht später in seiner Erhärtung nachlasse, ist das nach 28 Tagen unbedingt der Fall. Alle Zemente zeigten nach 28 Tagen einen Stillstand, wenn nicht einen kleinen Rückgang. Das ist übrigens eine für Zemente mit sehr hoher Anfangsfestigkeit schon seit langem bekannte Erscheinung.

Umgekehrt wurden später deutsche Zemente nach den österreich. Normen geprüft. Sie ergaben nach 2 Tagen $100-230$, nach 28 Tagen $252-468 \text{ kg/cm}^2$ Festigkeit. Von den aus dem Handel entnommenen Zementen erreichten 3 nach 2, 2 nach 7 Tagen die österreich. Güteformel. Ferner wurden die sämtlichen deutschen Vereinszemente nach 2 Tagen auf Druckfestigkeit nach den deutschen Normen geprüft und die Werte dann mit der Verhältniszahl auf österreich. Werte umgerechnet. Der Mittelwert aus sämtlichen Versuchen war 140 kg/cm^2 , bleibt also nur um 23 % hinter dem Wert der Güteformel von 180 kg/cm^2 zurück. Das ist ein durchaus gutes Ergebnis. Ein großer Teil der deutschen Zemente genügt außerdem der Güteformel.

Es wurden ferner die Mittelwerte der 7-Tage-Festigkeit nach der allgemeinen Zementprüfung der letzten 4 Jahre zusammen gestellt und mit der österreich. Verhältniszahl umgerechnet. Dabei ist zu beachten, daß die deutschen Mittelwerte seit 1916 etwas niedriger geworden sind. Die so ermittelten Werte erreichen nun den nach der österreich. Güteformel verlangten Wert von 450 kg/cm^2 nach 7 Tagen nicht voll (denn es sind auch schlechte Zemente darunter), kommen ihm aber doch in beachtenswerter Weise nahe.

Die Behauptung, daß die deutsche Zementindustrie nicht Willens und nicht in der Lage sei, hochwertigen Zemente herzustellen, weist Redner demnach als unzutreffend zurück. Mehr als 25 % der deutschen Zementfabriken stellen bereits Zement dieser Güte her.

Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Gary bestätigt durch eine Reihe von Diagrammen die Ausführungen des Redners. Es stehe außerdem zweifellos fest, daß die Zemente mit sehr hoher Anfangsfestigkeit nach 28 Tagen keine stärkere Nacherhärtung mehr zeigen, ja sogar leicht in der Festigkeit wieder etwas zurück gehen. Das sei ein Hauptbedenken gegen die Bevorzugung solcher Zemente. — Fr. E.

Vermischtes.

Eine Wanderversammlung des Deutschen Beton-Vereins in München ist für die Zeit vom 15.—18. Sept. d. J. geplant. Es soll den Mitgliedern und Gästen dabei die Gelegenheit geboten werden, die Bauten beim Walchensee-Kraftwerk und andere größere Kraftwerke in der Nähe von München zu besichtigen. In Aussicht genommen ist am 15. September der Empfang der Teilnehmer, am 16. am Vormittag eine Festversammlung mit Vortrag, am Nachmittag Besuch einer Wasserkraftanlage bei München, am Abend gemeinschaftliches Essen im Zoologischen Garten. Für den 16. ist ein Besuch des Walchensee-Kraftwerkes, zum 18. eine Fahrt zur Fraueninsel im Chiemsee in Aussicht genommen. —

Inhalt: Eisenbeton-Schwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Luftdruckgründungen sowie im Schiffbau. — Von der 43. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

NO 13.

Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg.

Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1920 von Dipl.-Ing. Naumann, Ob.-Ingenieur der Firma Windschild & Langelott in Dresden. (Schluß aus No. 11.) (Hierzu die Abbildungen S. 100.)



ie statische Berechnung des Turmtragwerkes, die im Wesentlichen Hr. Ing. Fuchs durchgeführt hat, weist keine Besonderheiten auf, ebenso die Eisenbewehrung. Ich gebe deshalb nur die obere und die untere Querschnittsbemessungen der Säulen an: sie beträgt oben unterhalb der Konsolen 120 · 70, unten über den Funda-

menten 150 · 90 cm. Die Rundeisenbewehrung der Säulen ist 0,95%, die größte Druckbeanspruchung des Betons in den Säulen 33,3 kg/cm² und der Eisen 500, das ist das 15-fache vom σ_b -Druck.

Die Betonmischung war anfangs 1 Zement:3 Kiessand aus der Baugrube:3 Feinschlag, später 1 Zement:4½ größerem Kiessand:1½ Feinschlag.

Eingehendere Erwägungen erforderte dagegen die Berechnung des großen Behälters von 2000 m³ Inhalt, dessen Bewehrung in Abbildung 5 in No. 11 wiedergegeben ist. Die immerhin bedeutenden Abmessungen: 18 m lichter Durchmesser und 3 m Wasserstandhöhe verlangten große Eisenmengen. Wenn auch damals das Eisen noch verhältnismäßig billig war, so wurde doch sehr eingehend erörtert, ob man eine Eisenzugspannung von 1000 kg/cm² in der Ringwand zulassen sollte.

Die Rücksicht auf eine nicht über 14 kg/cm² hohe Betonzugspannung führte zu einer Eisenzugspannung von nur 800 kg/cm². Hiernach ergaben sich die obere Stärke der Ringwand zu 20, die untere Stärke zu 36 cm, und die Eisenbewehrung zu 1,65%.

Die Ringwandeisen laufen in zwei ununterbrochenen Spiralen von unten 7,1 cm, oben 14,3 cm Ganghöhe um den Behälter herum. Die ganze abgewinkelte Länge jeder Spirale beträgt rund 4,4 km.

Weitere kritische Erwägungen verursachte die statisch nicht eindeutig lösbare Frage nach Bewertung der Einspannung der Ringwand in die Sohle. Eine Berechnung der Einspannungsmomente nach den von Dr. Lewe in „Beton und Eisen“ 1915, Heft IV/V veröffentlichten Annahmen ergab zu große Werte gegenüber dem erfahrungsgemäß angenommenen Einspannungsgrade

$$\alpha = \frac{M_1}{M_0} = \frac{3900 \text{ mkg}}{30000 \text{ mkg}} = \frac{1}{7,7} = 0,13$$

also dem Verhältnis des wirklichen Einspannungsmomentes zu dem Eckmoment, welches der Wasserdruk auf eine ebene unten vollständig eingespannte, oben anliegende oder verankerte Wand erzeugen würde. Vor allen Dingen wurde eine kräftige, innen ausgerundete Voute mit starker Eiseneinlage angeordnet und die Ringeisen sind bis unten hin durchgeführt. Die Biegeisen gehen i. M. 2 m senkrecht in die Ringwand

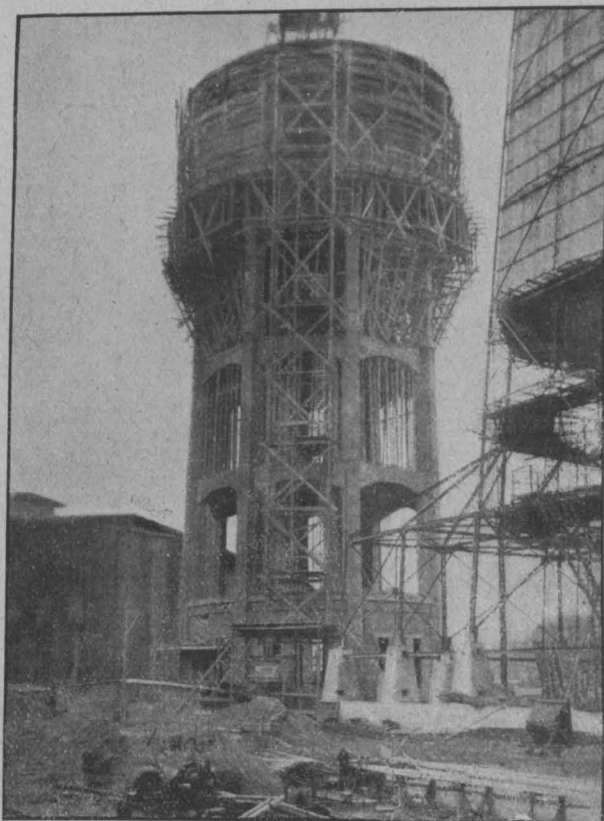


Abb. 11. Einrüstung des Obergeschosses und Wasserbehälters.

linein. Die senkrechte Bewehrung der unteren Ecke beträgt 0,65%.

Das Einspannungsmoment pflanzt sich theoretisch nur etwa 30 cm in die Behältersohle fort. Aus Sicherheitsgründen wurden die Einspannungseisen jedoch 1,50 m lang in die Sohle von 18 m Durchmesser eingeführt.

Außerdem erhielt die Sohle, welche durch eine Papp-Isolierung getrennt, sicher auf der Tragplatte aufliegt, je eine kreuzweise Bewehrung von 10 cm starkem Rundeisen in 25 cm Abständen oben und unten, die hauptsächlich den Temperaturspannungen Rechnung tragen sollen.

Das Mischungsverhältnis des Behälterbetons war 1 T. Zement : 3 1/2 T. Kiessand : 1 1/2 T. Feinschlag.

Ein Bild von der Bewehrung der Balken der großen Tragplatten und des großen Behälters geben die in No. 11 vorausgeschickten Abbildungen 6 und 7.

Der ganze Wasserturm einschließlich der beiden Behälter enthält 284 m³ Stampfbeton, 1690 m³ Eisenbeton und 133 t Rundeisen. Der Bau erforderte etwa 280 m³ Rund- und Schnittholz und 8000 m² Schalbretter, welche in den einzelnen Stockwerken wiederholt benutzt wurden.

Die Kosten waren folgende:

1. Wasserturm im Rohbau einschließlich des wasser-dichten Putzes	280 000 M.
2. Die Glas-Ummantelung der beiden Behälter	24 500 "
3. Die Ausmauerung des Erdgeschosses mit 25 cm starken Wänden und des inneren Säulennachteckes zwischen Erdgeschoßdecke und Tragplatte des kleinen Behälters mit Prüss'schen Wänden	rd. 11 000 "
4. Die eisernen Türen, Fenster, Treppen, Podeste, Schieber-Bedienungsstege, Geländer, äußere und innere Leitern der Behälter und dergl.	rd. 28 000 "
5. Die Rohrleitungsanlage, welche die Firma M. Hempel in Charlottenburg geliefert und eingebaut hat, kostet	121 500 "
Der betriebsfertige Wasserturm also zusammen	465 000 M.

Die Rohrleitungsanlage, deren Plan Abbildung 8 in No. 11 wiedergibt, enthält aus betriebstechnischen Gründen je 2 Betriebswasser-Druckrohre von 30 cm, 2 Ueberlauf- und eine Entleerungsleitung des großen Behälters und je 1 Druck-, Ueberlauf- und Entleerungsleitung von 25 cm Durchmesser des kleineren Trinkwasserbehälters.

Die Entwässerung des Umganges erfolgt nach der Ueberlaufleitung.

Sämtliche Leitungen können durch Wasserschieber sowohl unmittelbar unter den Behältern, als auch in den Schieberschächten neben den Fundamenten geschlossen werden, um etwaige Ausbesserungen ausführen oder Undichtheiten der Rohre auch innerhalb des Turmes jederzeit schnell beseitigen zu können.

Berechnung von Pfeilern aus Hartsteinen, Klinkern und Beton nach den neuen preußischen Bestimmungen über die Beanspruchung der Baustoffe vom 24. Dezember 1919.

Von Dipl.-Ing. Henkel in Magdeburg.



Die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dezember 1919 machen die Berechnung von Pfeilern aus Hartsteinen, Klinkern oder Beton etwas umständlich, weil die Beanspruchung dieser Baustoffe, mit dem Verhältnis der geringsten Pfeilerstärke s zur Pfeilerhöhe h (Länge) veränderlich ist, und zwar ist die Beanspruchung mit zunehmender Schlankheit bedeutend abzumindern. Dieser Umstand macht das übliche Rechnungsverfahren etwas weitschweifig, weil man auf den Weg des Ausprobierens verwiesen ist. Um diese Weitschweifigkeiten zu beheben, sollen nachstehend einige Formeln abgeleitet werden, die sehr schnell auf passende Querschnitte führen.

1. Hartsteinpfeiler. Nach den genannten Bestimmungen darf für ein Verhältnis $s/h \leq 0,30$ mit 18 kg/cm^2 gerechnet werden, für $s/h = 0,25$ mit 14 , für $s/h = 0,20$ mit 12 , für $s/h = 0,15$ mit 10 und für $s/h = 0,10$ mit 8 kg/cm^2 , wobei Zwischenwerte geradlinig einzuschalten sind. Abb. 1 läßt den Zusammenhang zwischen Spannung und Schlankheit erkennen, wobei 3 gesonderte Abschnitte zu unterscheiden sind: Abschnitt I gilt für den Bereich $s/h \leq 0,30$, Abschnitt II für den Bereich $s/h = 0,25$ bis $0,30$ und Abschnitt III für den Bereich $s/h = 0,10$ bis $0,25$.

Im Abschnitt I hat man mit der unveränderlichen

Bezüglich der Bauausführung war schon einleitend gesagt worden, das der Turm ohne Außenrüstung erbaut worden ist. Lediglich ein Kaiser'scher Betonauflauf brachte jede Trommelfüllung gemischten Betons unmittelbar nach oben.

Auf der anderen Seite des Turmes wurden mittels eines motorisch betriebenen Galgenaufluges Aussteifungshölzer, Schalungskasten und Rundeisen hochgezogen.

Nach Betonierung eines Stockwerkes genügte die Zeit der Einschalung und Eisenverlegung des nächstfolgenden Stockwerkes, um den Eisenbeton des eben fertiggestellten Stockwerkes soweit erhärten zu lassen, daß ohne Gefahr der Winddruck auf die eben aufgebauete Schalung und sekundären Gerüste vom erhärteten Beton aufgenommen wurde.

Die Einschalung der ausgekragten Tragplatte unter dem großen Behälter verlangte allerdings schwindelfreie Zimmerleute, doch sind alle diese Arbeiten ohne jeden Unfall erledigt worden. Schwieriger noch als das Einschalen war das Ausschalen.

Unsere Abb. 9 und 10, S. 100, geben als Beispiel der Rüstung diejenige des III. Obergeschosses und die Rand- und Schalrüstung für den großen Wasserbehälter wieder, während Abb. 11, S. 97, ein Bild von der Ausführung des Turmes nach Fertigstellung der Rüstung und Schalung für Obergeschoß und Wasserbehälter wiedergibt.

Bezüglich der ästhetischen Wirkung des fertigen Turmes ist noch zu erwähnen, daß ursprünglich nicht beabsichtigt war, das innere Säulennachteck zwischen Erdgeschoßdecke und dem kleinen Behälter auszumauern. Aus ästhetischen Gründen, um eine geschlossene Wirkung zu erzielen, hat man sich nachträglich zu dieser Ausmauerung mit Prüss'schen Wänden entschlossen, welche allerdings auch einen Witterungsschutz der Rohrleitungen bieten.

Das Bild des fertigen Turmes, Abbildung 2 in No. 11, mit der inneren Ausmauerung bestätigt die Richtigkeit dieser Maßnahme.

Alle sichtbaren Betonflächen des Wasser-Turmes sind schalungsrau gelassen.

Die Bauleitung seitens der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz lag in den Händen des Hrn. Dipl.-Ing. Zehl.

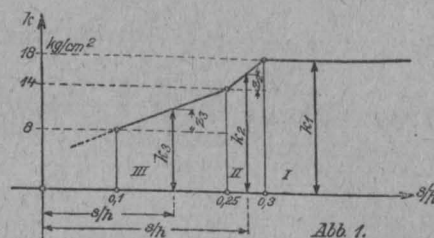
Die örtliche Bauleitung seitens der Firma Windschild & Langelott, Dresden, hatte während der Einrichtung der Baustelle Hr. Ing. Rittweger, später und bis zur endgültigen Fertigstellung und Ausrüstung mit allem Zubehör im Frühjahr 1918 lag sie Hrn. Bauführer Helmich ob. —

Spannung $k_1 = 18 \text{ kg/cm}^2$ zu rechnen; für die Spannung im Abschnitt II folgt aus Abb. 1: $k_2 = 14 + z_2 \text{ kg/cm}^2$, wobei wieder aus den ähnlichen Dreiecken des Abschnitts II folgt:

$$\frac{18 - 14}{0,30 - 0,25} = \frac{z_2}{s/h - 0,25}$$

$$z_2 = \frac{4}{0,05} (s/h - 0,25) = 80 s/h - 20;$$

und damit erhält man für die beliebige Abszisse s/h

$$k_2 = 14 + 80 s/h - 20 = -6 + 80 s/h \text{ kg/cm}^2.$$


Für die Spannung im Abschnitt III folgt in gleicher Weise

$$k_3 = 8 + z_3 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \frac{14 - 8}{0,25 - 0,10} = \frac{z_3}{s/h - 0,10}$$

$$z_3 = \frac{6}{0,15} \left(\frac{s}{h} - 0,10 \right) = 40 s/h - 4,$$

also $k_3 = 8 + 40 s/h - 4 = 4 + 40 s/h \text{ kg/cm}^2$.

a) Rechteckiger Pfeiler. Auf diesen Pfeiler soll eine Last P einwirken, während das Eigengewicht des Pfeilerbaustoffes γ sein möge, das entsprechend den neuen Bestimmungen für den vorliegenden Fall mit 1800 kg/m^3 bzw. $0,0018 \text{ kg/cm}^3$ anzusetzen ist. Weiter soll der Pfeilerquerschnitt die bekannte Seitenlänge b und die unbekannte Seitenlänge s besitzen; entsprechend dem Verhältnis s/h muß aber stets $b > s$ sein, weil andernfalls der Wert b für die Schlankheit des Pfeilers maßgebend wäre. Liefert eine Rechnung $s > b$, so war b zu klein angenommen, und die Rechnung muß mit einem größeren b wiederholt werden.

Die auf die Pfeilersohle einwirkende Kraft muß gleich der widerstehenden Kraft sein, daher gilt ganz allgemein $P + b s h \gamma = b s k$.

Insbesondere erhält man für die dem Abschnitt I zufallenden Pfeiler mit $k_1 = 18 \text{ kg/cm}^2$: $P + b s h \gamma = b s 18$,

$$s = \frac{b(18 - h\gamma)}{18 - h\gamma} \dots \dots \dots \text{I}$$

Für die dem Abschnitt II zufallenden Pfeiler folgt mit $k_2 = -6 + 80 s/h$

$$P + b s h \gamma = b s (-6 + 80 s/h), \quad P + b s h \gamma = -6 b s + 80 \frac{b s^2}{h}$$

$$s^2 - \frac{3}{40} s h - \frac{s h^2 \gamma}{80} = \frac{P h}{80 b}, \quad s^2 - s h \left(\frac{3}{40} + \frac{h \gamma}{80} \right) = \frac{P h}{80 b}$$

Die Auflösung dieser quadratischen Gleichung ergibt schließlich

$$s = \frac{3h}{80} \left(1 + \frac{h\gamma}{6} + \sqrt{\frac{80P}{9bh} + \left(1 + \frac{h\gamma}{6} \right)^2} \right) \dots \dots \text{II}$$

Und für die dem Abschnitt III zufallenden Pfeiler folgt in gleicher Weise mit $k_3 = 4 + 40 s/h$:

$$P + b s h \gamma = b s (4 + 40 s/h), \quad P + b s h \gamma = 4 b s + 40 \frac{b s^2}{h}$$

$$s^2 + \frac{h}{10} s - \frac{h^2 \gamma}{40} s = \frac{P h}{40 b}, \quad s^2 + s h \left(\frac{1}{10} - \frac{h \gamma}{40} \right) = \frac{P h}{40 b}$$

Die Auflösung dieser quadratischen Gleichung liefert

$$s = \frac{h}{20} \left(-1 + \frac{h\gamma}{4} + \sqrt{\frac{10P}{bh} + \left(1 - \frac{h\gamma}{4} \right)^2} \right) \dots \text{III}$$

Läßt man das Eigengewicht fort, was bei schwächeren Pfeilern ohne Nachteil angängig ist, so erhält man mit $\gamma = 0$ die einfacheren Formeln

$$s = \frac{P}{18b} \dots \dots \dots \text{Ia}$$

$$s = \frac{3h}{80} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{80P}{9bh}} \right) \dots \dots \text{IIa}$$

$$s = \frac{h}{20} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{10P}{bh}} \right) \dots \dots \text{IIIa}$$

Die Anwendung dieser Formeln sei an einigen Beispielen gezeigt.

Beispiel 1. Es sei $P = 200\,000 \text{ kg}$, $h = 400 \text{ cm}$, $b = 116 \text{ cm}$ und $\gamma = 0,0018 \text{ kg/cm}^3$.

Da man nicht weiß, welchem Abschnitt dieser Pfeiler zugehört, so wird eine einfache Vorberechnung nach Formel Ia durchgeführt. Diese liefert $s = \frac{P}{18b} = \frac{200\,000}{18 \cdot 116} = 96 \text{ cm}$;

da aber $s/h = \frac{96}{400} = 0,24 < 0,30$ ist, so kann das gefundene s nicht verwendet werden. Nun liegt aber $s/h = 0,24$ nahe der Grenze des II. Abschnittes, auch ist das Eigengewicht nicht berücksichtigt worden, es wird daher mit der Formel II für den zweiten Abschnitt weiter gerechnet. Diese liefert

$$s = \frac{3h}{80} \left(1 + \frac{h\gamma}{6} + \sqrt{\frac{80P}{9bh} + \left(1 + \frac{h\gamma}{6} \right)^2} \right) = \frac{3 \cdot 400}{80} \left(1 + \frac{400 \cdot 0,0018}{6} + \sqrt{\frac{80 \cdot 200\,000}{9 \cdot 116 \cdot 400} + \left(1 + \frac{400 \cdot 0,0018}{6} \right)^2} \right) = 111 \text{ cm}.$$

Der gefundene Wert ist brauchbar, denn es liegt tatsächlich $s/h = \frac{111}{400} = 0,278$ im II. Abschnitt. Die Spannung wird $k_2 = -6 + 80 s/h = -6 + 80 \cdot 0,278 = 16,2 \text{ kg/cm}^2$.

Bei der praktischen Ausführung ist s auf 116 cm zu vergrößern, die Spannung sinkt dann auf

$$k = \frac{P + G}{F} = \frac{200\,000 + 1,16 \cdot 4,0 \cdot 1800}{116 \cdot 116} = 15,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Auch so gehört der Pfeiler noch dem II. Abschnitt an. Beispiel 2. Es sei $P = 150\,000 \text{ kg}$, $h = 400 \text{ cm}$, $b = 116 \text{ cm}$ und $\gamma = 0,0018 \text{ kg/cm}^3$.

Benutzt man auch hier zunächst Formel Ia, so folgt

$$s = \frac{P}{18b} = \frac{150\,000}{18 \cdot 116} = 72 \text{ cm}.$$

Aus $s/h = \frac{72}{400} = 0,18$ läßt sich schließen, daß hier der

Abschnitt III in Frage kommt, es wird daher nach der Formel III weiter gerechnet. Diese liefert

$$s = \frac{h}{20} \left(-1 + \frac{h\gamma}{4} + \sqrt{\frac{10P}{bh} + \left(1 - \frac{h\gamma}{4} \right)^2} \right) = \frac{400}{20} \left(-1 + \frac{400 \cdot 0,0018}{4} + \sqrt{\frac{10 \cdot 150\,000}{116 \cdot 400} + \left(1 - \frac{400 \cdot 0,0018}{4} \right)^2} \right) = 98,6 \text{ cm}.$$

Dieser Wert ist brauchbar, denn $s/h = \frac{98,6}{400} = 0,2465$

liegt wirklich im III. Abschnitt. Die Spannung wird $k_3 = 4 + 40 s/h = 4 + 40 \cdot 0,2465 = 13,86 \text{ kg/cm}^2$.

Die praktische Ausführung bedingt $s = 103 \text{ cm}$, mithin wird $k = \frac{P + G}{F} = \frac{150\,000 + 1,16 \cdot 1,03 \cdot 4,0 \cdot 1800}{103 \cdot 116} = 13,3 \text{ kg/cm}^2$.

b) Quadratischer Pfeiler. In den obigen Ableitungen für die Formeln I bis III ist lediglich $b = s$ zu setzen, und es gilt nunmehr für die Pfeiler des Abschnittes I

$$P + s^2 h \gamma = s^2 \cdot 18$$

$$s = \sqrt{\frac{P}{18 - h\gamma}} \dots \dots \dots \text{IV}$$

Für die Pfeiler des Abschnittes II gilt

$$s^3 - s^2 h \left(\frac{3}{40} + \frac{h\gamma}{80} \right) = \frac{P h}{80}$$

$$s^3 - \frac{s^2 h}{80} (6 + h\gamma) = \frac{P h}{80} = 0 \dots \dots \text{V}$$

Vorstehende Gleichung dritten Grades wird am einfachsten durch probeweises Einsetzen angenommener Werte gelöst; auch die trigonometrische Lösung führt meistens schnell zum Ziel (vergl. Hütte I).

In gleicher Weise folgt für die Pfeiler des Abschnittes III

$$s^3 + s^2 h \left(\frac{1}{10} - \frac{h\gamma}{40} \right) = \frac{P h}{40}$$

$$s^3 + \frac{s^2 h}{40} (4 - h\gamma) = \frac{P h}{40} = 0 \dots \dots \text{VI}$$

Hierzu gilt dasselbe wie bei Formel V.

Ohne Eigengewicht, also mit $\gamma = 0$ ergeben sich die einfacheren Formeln

$$s = \sqrt{\frac{P}{18}} \dots \dots \dots \text{IVa}$$

$$s^3 - \frac{3}{40} s^2 h - \frac{P h}{80} = 0 \dots \dots \dots \text{Va}$$

$$s^3 + \frac{s^2 h}{10} - \frac{P h}{40} = 0 \dots \dots \dots \text{IVa}$$

Ein Beispiel möge wieder die Anwendung erläutern. Beispiel 3. Es sei $P = 200\,000 \text{ kg}$, $h = 500 \text{ cm}$ und $\gamma = 0,0018 \text{ kg/cm}^3$; gefordert wird ein quadratischer Querschnitt. Hier wird man auch zunächst einen Vorversuch mit der Formel IVa anstellen und erhält

$$s = \sqrt{\frac{P}{18}} = \sqrt{\frac{200\,000}{18}} = 106 \text{ cm}.$$

Aus $s/h = \frac{106}{500} = 0,212$ läßt sich schließen, daß hier der

Abschnitt III in Frage kommt, somit gilt Formel VI, also

$$s^3 + \frac{s^2 h}{40} (4 - h\gamma) - \frac{P h}{40} = 0$$

$$s^3 + s^2 \cdot \frac{500}{40} (4 - 500 \cdot 0,0018) - \frac{200\,000 \cdot 500}{40} = 0$$

$$s^3 + 38,75 s^2 - 2\,500\,000 = 0.$$

Die Auflösung dieser Gleichung ergibt $s = 124 \text{ cm}$.

Dieser Wert ist brauchbar, denn $s/h = \frac{124}{500} = 0,248$

liegt noch im Abschnitt III. Die Spannung wird $k_3 = 4 + 40 s/h = 4 + 40 \cdot 0,248 = 13,92 \text{ kg/cm}^2$.

Die praktische Ausführung bedingt $s = 129 \text{ cm}$, mithin
wird $k = \frac{P + G}{F} = \frac{200000 + 1,29^2 \cdot 5,00 \cdot 1800}{129 \cdot 129} = 12,9 \text{ kg/cm}^2$.

2. Klinkerpfeiler. Nach den neuen Bestimmungen darf bei einem Verhältnis $s/h \geq 0,30$ mit 35 kg/cm^2 , also $k_2 = 25 + 200 s/h - 50 = -25 + 200 s/h \text{ kg/cm}^2$.

$$k_2 = 25 + z_2, \text{ wobei } \frac{z_2}{s/h - 0,25} = \frac{35 - 25}{0,30 - 0,25}$$

$$z_2 = \frac{10}{0,05} (s/h - 0,25) = 200 s/h - 50,$$

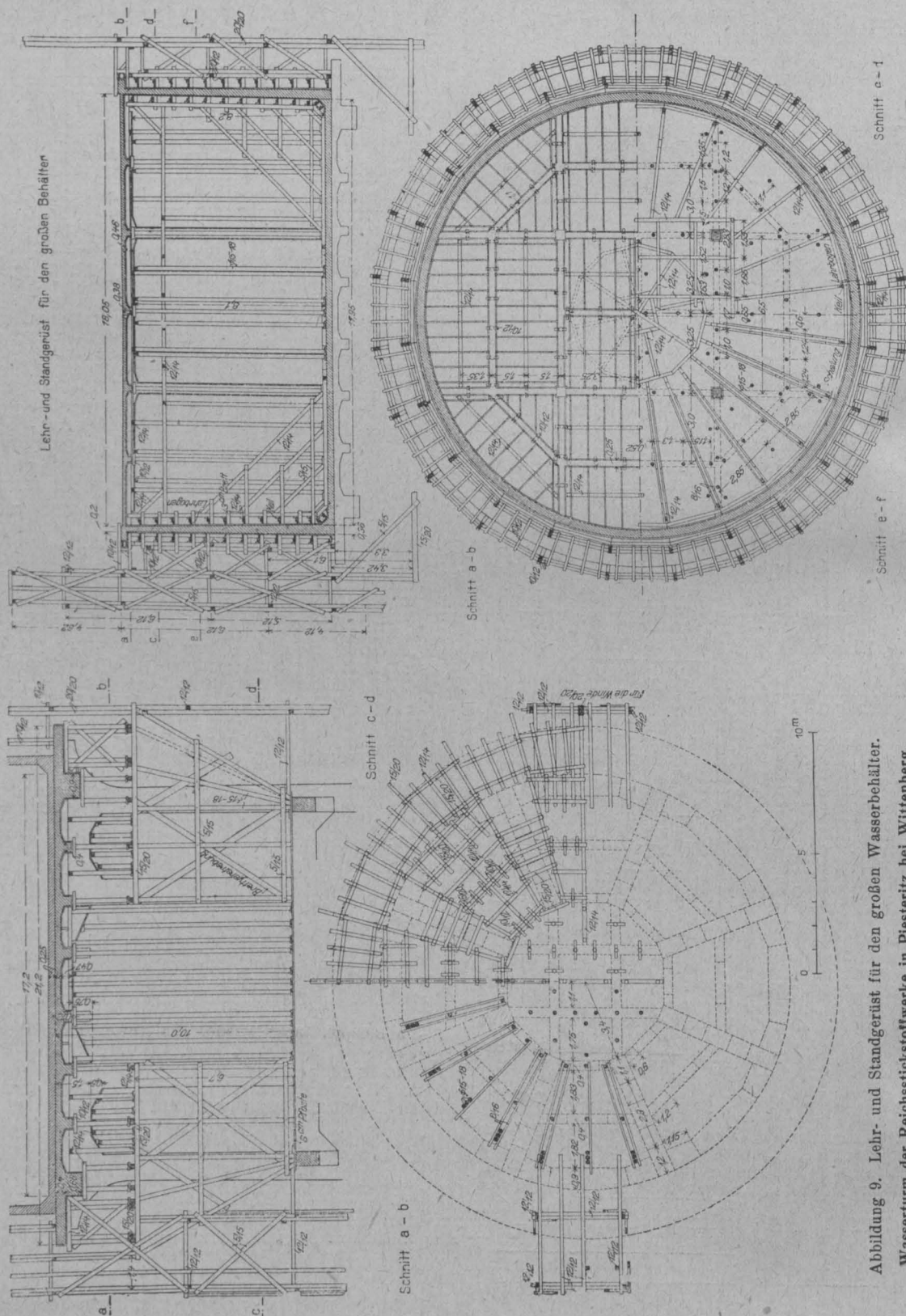


Abbildung 10. Lehrgerüst für das 3. Obergeschoß.

Abbildung 9. Lehr- und Ständerüst für den großen Wasserbehälter.
Wasserturm der Reichsstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg.
Ausführung: Windschild & Langelott in Dresden-Cossebaude.

bei $s/h = 0,25$ mit 25, bei $s/h = 0,20$ mit 0,20, bei $s/h = 0,15$ mit 15 und bei $s/h = 0,10$ mit 10 kg/cm^2 gerechnet werden; Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten. Diesen Zusammenhang zwischen Schlankheit und Spannung veranschaulicht Abbildung 2. Auch hier hat man wieder drei Abschnitte zu unterscheiden; für Abschnitt I, also im Bereich $s/h \leq 0,30$ gilt die unveränderliche Spannung $k_1 = 35 \text{ kg/cm}^2$. Für den Abschnitt II gilt nach Abbildung 2

In gleicher Weise folgt für den Abschnitt III

$$k_3 = 10 + z_3, \text{ wobei } \frac{z_3}{s/h - 0,10} = \frac{25 - 10}{0,25 - 0,10}$$

$$z_3 = \frac{15}{0,15} (s/h - 0,10) = 100 s/h - 10,$$

also

$$k_3 = 10 + 100 s/h - 10 = 100 s/h \text{ kg/cm}^2.$$

a) Rechteckiger Pfeiler. Es sei wieder P die Belastung und γ das Einheitsgewicht des Pfeilerbaustoffs,

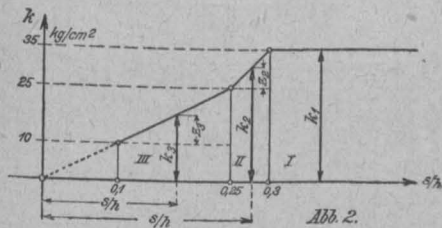


Abb. 2.

auch soll $b >$ sein, mithin wird wie früher für die dem Abschnitt I zufallenden Pfeiler mit $k_1 = \text{kg/cm}^2$

$$P + b s h \gamma = b s (-25 + 200 s/h)$$

$$s^2 - s h \left(\frac{1}{8} + \frac{h \gamma}{200} \right) = \frac{P h}{200 b}$$

$$s = \frac{h}{16} \left(1 + \frac{h \gamma}{25} + \sqrt{\frac{32 P}{25 b h} + \left(1 + \frac{h \gamma}{25} \right)^2} \right) \dots \text{VIII}$$

Und für Abschnitt III gilt mit $k_3 = s/h$

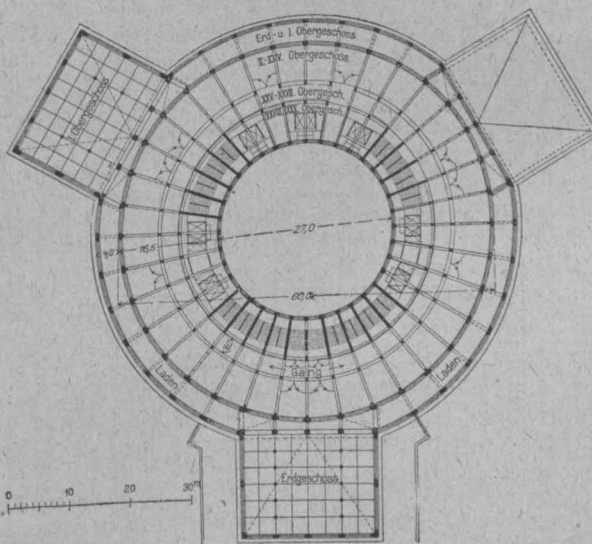
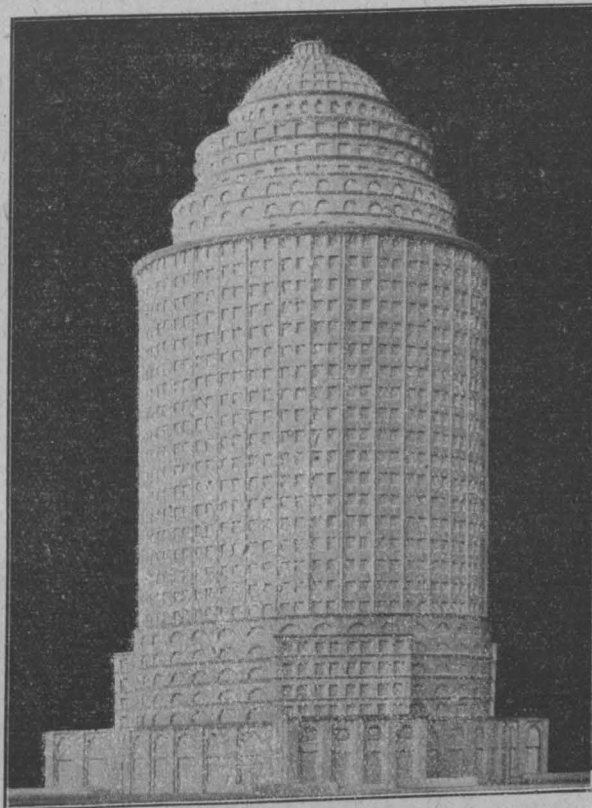
$$P + b s h \gamma = b s \cdot 100 \frac{s}{h}$$

$$s^2 - \frac{s h^2 \gamma}{100} = \frac{P h}{100 b}$$

$$s = \frac{h^2 \gamma}{200} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{400 P}{b h^3 \gamma^2}} \right) \dots \text{IX}$$



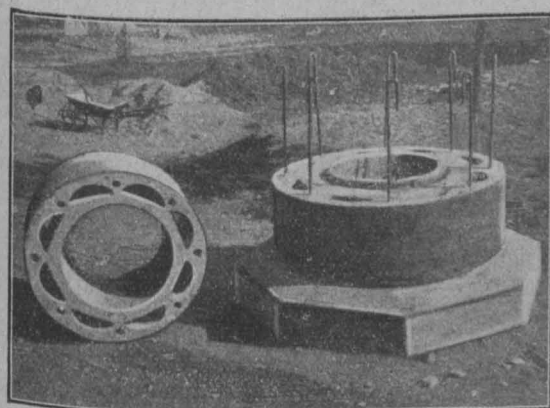
Ausführung mit Versatzkran ohne Rüstung.



Entwurf zu einem 30-stöckigen Messenhaus für die Leipziger Messe. Entwurfs-Verfasser Dipl.-Ing. Em. Haimovici, künstlerischer Mitarbeiter Arch. Brt. Tschammer u. Caroli, sämtlich in Leipzig. (Text S. 103.)

Ohne Eigengewicht, also mit $\gamma = 0$ ergeben sich die einfacheren Formeln

$$s = \frac{P}{35 b} \dots \text{VIIa}$$



Schaftring und Schornstein-Fundament. Beton-Schornstein aus einzelnen zylindrischen Trommeln System Benzinger & Co. (Text S. 103.)

$$P + b s h \gamma = b s 35$$

$$s = \frac{P}{b (35 - h \gamma)} \dots \text{VII}$$

Für die dem Abschnitt II zufallenden Pfeiler folgt mit $k_2 = -25 + 200 s/h$

4. September 1920.

$$s = \frac{h}{16} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{32 P}{25 h b}} \right) \dots \text{VIIIa}$$

$$s = \sqrt{\frac{Ph}{100 b}} \dots \text{IXa}$$

b) Quadratischer Pfeiler. Setzt man wieder $b = s$, so folgt für die Pfeiler im Abschnitt I

$$P + s^2 h \gamma = s^2 35$$

$$s = \sqrt{\frac{P}{35 - h \gamma}} \dots \text{X}$$

Für die Pfeiler des Abschnitts II folgt

$$P + s^2 h \gamma = s^2 \left(-25 + 200 s/h \right)$$

$$s^3 - s^2 h \left(\frac{1}{8} + \frac{h \gamma}{200} \right) = \frac{Ph}{200}$$

$$s^3 - \frac{s^2 h}{200} (25 + h \gamma) - \frac{Ph}{200} = 0 \dots \text{XI}$$

Und für die Pfeiler in Abschnitt III gilt

$$P + s^2 h \gamma = s^2 100 s/h$$

$$s^3 - \frac{s^2 h^2 \gamma}{100} - \frac{Ph}{100} = 0 \dots \text{XII}$$

Ohne Eigengewicht, also mit $\gamma = 0$ lauten die entsprechenden Formeln

$$s = \sqrt{\frac{P}{35}} \dots \text{Xa}$$

$$s^3 - \frac{s^2 h}{8} - \frac{Ph}{200} = 0 \dots \text{XIa}$$

$$s = \sqrt{\frac{Ph}{100}} \dots \text{XIIa}$$

Die Anwendung dieser Formeln erfolgt in derselben Weise wie früher.

3. Betonpfeiler. Diese fehlen in den neuen Bestimmungen, denn hierfür kommen die amtlichen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton vom 13. Januar 1916 zur Anwendung, nach welchen ebenfalls mit zunehmender Schlankheit eine Abminderung der Beanspruchung vorzunehmen ist. Nach § 4 derselben ist die Druckbeanspruchung mit zunehmendem Verhältnis von Höhe h (Länge) zur kleinsten Dicke s abzumindern und höchstens anzunehmen:

für das Verhältnis

$$h:s = 1:1 \text{ zu } 1/5 \text{ der Druckfestigkeit } \left(\frac{s}{h} = 1,0 \right),$$

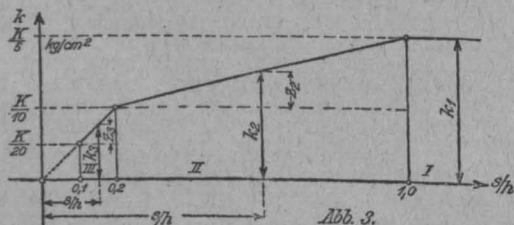
$$h:s = 5:1 \text{ zu } 1/10 \text{ der Druckfestigkeit } \left(\frac{s}{h} = 0,20 \right),$$

$$h:s = 10:1 \text{ zu } 1/20 \text{ der Druckfestigkeit } \left(\frac{s}{h} = 0,10 \right).$$

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Die größte Druckbeanspruchung darf über 50 kg/cm² nicht hinausgehen und 1/5 der Druckfestigkeit K nicht überschreiten.

Um den Zusammenhang zwischen Schlankheit und Spannung zu veranschaulichen, ist es vorteilhafter, das umgekehrte Verhältnis s/h einzuführen, wie es unter 2) und 1) geschehen ist; man erhält dann den in Abb. 3 ge-



gebenen Verlauf, woraus sich wieder die bekannten drei Abschnitte ergeben.

Für Abschnitt I, also im Bereich $s/h \geq 1$ gilt die unveränderliche Spannung $k_1 \geq \frac{1}{5} K \leq 50 \text{ kg/cm}^2$. Für den Abschnitt II folgt aus Abb. 3

$$k_2 = \frac{1}{10} K + z_2, \text{ wobei}$$

$$\frac{z_2}{s/h - 0,20} = \frac{\frac{1}{5} K - \frac{1}{10} K}{1,00 - 0,20},$$

$$z_2 = (s/h - 0,20) \cdot \frac{\frac{1}{10} K}{0,80} = \frac{K}{8} s/h - \frac{1}{40} K,$$

$$\text{also } k_2 = \frac{1}{10} K + \frac{K}{8} s/h - \frac{1}{40} K = \frac{K}{8} \left(\frac{3}{5} + s/h \right).$$

In derselben Weise erhält man für den Abschnitt III

$$k_3 = \frac{1}{20} K + z_3, \text{ wobei}$$

$$\frac{z_3}{s/h - 0,10} = \frac{\frac{1}{10} K - \frac{1}{20} K}{0,20 - 0,10},$$

$$z_3 = (s/h - 0,10) \frac{\frac{1}{20} K}{0,10} = \frac{K}{2} s/h - \frac{1}{20} K,$$

$$\text{also } k_3 = \frac{1}{20} K + \frac{K}{2} s/h - \frac{1}{20} K = \frac{K}{2} \cdot s/h \text{ kg/cm}^2.$$

a) Rechteckiger Pfeiler. Es sei auch hier P die Belastung und γ das Einheitsgewicht des Betons, ebenso soll $b > s$ sein, mithin gilt für die dem I. Abschnitt zufallenden Pfeiler, für welche $k_1 = \frac{1}{2} K$ zu nehmen ist,

$$P + b s h \gamma = b s \frac{K}{5}$$

$$s = \frac{P}{b \left(\frac{K}{5} - h \gamma \right)} \dots \text{XIII}$$

Für die dem II. Abschnitt zufallenden Pfeiler folgt mit

$$k_2 = \frac{K}{8} \left(\frac{3}{5} + s/h \right)$$

$$P + b s h \gamma = b s \cdot \frac{K}{8} \left(\frac{3}{5} + s/h \right)$$

$$s^2 - \frac{s h}{5} \left(3 - 40 \frac{h \gamma}{K} \right) = \frac{8 P h}{b K}$$

$$s = \frac{h}{10} \left(-3 + 40 \frac{h \gamma}{K} + \sqrt{\frac{800 P}{b h K} + \left(3 - 40 \frac{h \gamma}{K} \right)^2} \right) \text{ XIV}$$

Und für Abschnitt III gilt mit $k_3 = \frac{K}{2} \cdot s/h$

$$P + b s h \gamma = b s \frac{K}{2} \cdot s/h$$

$$s^2 - 2 \frac{s h^2 \gamma}{K} = \frac{2 P h}{b K}$$

$$s = \frac{h^2 \gamma}{K} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2 P K}{b h^3 \gamma^2}} \right) \dots \text{XV}$$

Ohne Eigengewicht ($\gamma = 0$) erhält man die einfacheren Formeln

$$s = \frac{P}{b K} = \frac{5 P}{b K} \dots \text{XIIIa}$$

$$s = \frac{3 h}{10} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{800 P}{9 b h K}} \right) \dots \text{XIVa}$$

$$s = \sqrt{\frac{2 P h}{b K}} \dots \text{XVa}$$

b) Quadratischer Pfeiler. Wenn man wieder $b = s$ setzt, so folgt für die Pfeiler im I. Abschnitt

$$P + s^2 h \gamma = s^2 \cdot \frac{K}{5}$$

$$s = \sqrt{\frac{P}{\frac{K}{5} - h \gamma}} \dots \text{XVI}$$

Für die Pfeiler des Abschnittes II folgt

$$P + s^2 h \gamma = s^2 \frac{K}{8} \left(\frac{3}{5} + s/h \right)$$

$$s^3 + \frac{s^2 h}{5} \left(3 - 40 \frac{h \gamma}{K} \right) - \frac{8 P h}{K} = 0 \dots \text{XVII}$$

Und für die Pfeiler im Abschnitt III wird

$$P + s^2 h \gamma = s^2 \frac{K}{2} \cdot s/h$$

$$s^3 - 2 \frac{s^2 h^2 \gamma}{K} - \frac{2 Ph}{K} = 0 \quad \text{XVIII}$$

Ohne Eigengewicht, also mit $\gamma = 0$ gilt:

$$s = \sqrt{\frac{5 P}{K}} \quad \text{XVIa}$$

$$s^3 + \frac{3}{5} h s^2 - \frac{8 Ph}{K} = 0 \quad \text{XVIIa}$$

$$s = \sqrt{\frac{2 Ph}{K}} \quad \text{XVIIIa}$$

Bei der Berechnung der Betonpfeiler tritt auch die Druckfestigkeit, die hauptsächlich vom Mischungsverhältnis abhängt, in Erscheinung. Nach den Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde-West (1914, S. 490) kann bei erdfeucht angemachtem Beton mit den folgenden mittleren Druckfestigkeiten gerechnet werden:

Mischungsverhältnis:	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:10
Mittlere Druckfestigkeit K	350	270	200	180	150	130	90 kg/cm ² .

Ein Beispiel möge auch hier die Anwendung erläutern.

Beispiel 4. Es sei $P = 200\,000$ kg, $h = 500$ cm, $\gamma = 0,0022$ kg/cm³; gefordert wird ein quadratischer Querschnitt. Das Mischungsverhältnis soll 1:5 betragen, mithin kann mit $K = 200$ kg/cm² gerechnet werden.

Eine Vorberechnung nach Formel XVI liefert zunächst

Vermischtes.

Entwurf zu einem 30-stöckigen Messeturm für die Leipziger Messe. Im Grundriß und einer Aufnahme nach dem Modell geben wir S. 101 den interessanten Entwurf zu einem Messeturm für Leipzig wieder, das in 30 Stockwerken 30 000 m² Ausstellungsfläche vereinen und so die weitere unwirtschaftliche und bodenpolitisch unzweckmäßige Verbauung der inneren Altstadt mit Meßhäusern unnötig machen soll, die fast das ganze Jahr, abgesehen von den zu Läden ausgenutzten Erdgeschossen, völlig leer stehen. Die Anregung zum Entwurf gab Ratsbaudirektor Rüster, Verfasser des Dipl.-Ing. Em. Haimovici unter künstlerischer Mitarbeit von Arch. Brt. C. Tschammer und Caroli, sämtlich in Leipzig.

Aus praktischen und verkehrstechnischen Gründen ist für den Bau die Ausgestaltung als Rundbau gewählt, der sich turmartig bei 60 m Durchmesser des Hauptkörpers vom Erdgeschoßfußboden bis zum Kuppelscheitel bis zu 126 m Höhe erheben soll. Durch kräftig vorgezogenen Unterbau, der für die 3 Hauptgänge noch besondere Anbauten erhält, durch flächige, schlichte Behandlung des Hauptbauteiles, durch stufenförmiges Zurücktreten der obersten Geschosse, schließlich durch Kuppelabschluß des Ganzen sind die gewaltigen Massen doch wirkungsvoll und gefällig gegliedert.

Um einen inneren Lichthof von 27 m Durchmesser, den die Kuppel überdeckt, gruppieren sich die strahlenförmig geteilten Ausstellungsflächen, die 14 Fern- und 8 Nahfahrstühle, die 12 Treppenhäuser und die Hauptnottreppe mit 4 daran schließende Schleusentreppen für den Brandfall. Im Ganzen entfallen von der Gesamtgrundfläche in allen Geschossen neben den schon erwähnten 30 000 m² für Ausstellungsfläche, 14 500 m² auf Rundgänge, 20 000 m² auf Erdgeschoßflächen und Cafés, 5000 m² auf Kellereien.

Als Baumaterial ist Eisenbeton vorgesehen, der die vorgeschilderte Formgebung ohne Schwierigkeiten durchführen läßt und Feuersicherheit des Baues gewährleistet. Durch die besonders sinnreiche Anordnung der Treppen, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann, ist außerdem der Sicherheit der Besucher und Angestellten in weitest gehender Weise Rechnung getragen.

Ein bestimmter Platz ist für den Bau, der auch eine interessante und für die Messestadt charakteristische Bereicherung des Stadtbildes abgeben würde, noch nicht vorgesehen. —

Beton-Schornsteine aus einzelnen zylindrischen Trommeln. (Abbildung S. 101). Die Firma W. Benzing & Co. in Schierstein a. Rh. führt solche Schornsteine aus, die in ihrer großen Einfachheit der Herstellung gewisse Vorzüge besitzen, in ihrer Anwendungsmöglichkeit aber durch die Schwere der zu versetzenden Einzelstücke ihre Begrenzung finden. Da die Trommeln außerdem immer für 4–5 m Höhe mit dem gleichen äußeren Durchmesser durchgeführt werden, so verjüngt sich der Schornstein nicht stetig, sondern nimmt absatzweise in der Stärke ab. Diesen, lediglich ästhetischen Uebelstand wird man aber in vielen Fällen ruhig in den Kauf nehmen können.

$$s = \sqrt{\frac{P}{K - h \gamma}} = \sqrt{\frac{200\,000}{\frac{200}{5} - 500 \cdot 0,0022}} = \text{rd. } 72 \text{ cm.}$$

Aus $s/h = \frac{72}{500} = 0,144$ läßt sich schließen, daß hier der

II. Abschnitt in Frage kommt, somit gilt nach Formel XVII

$$s^3 + \frac{s^2 h}{5} \left(3 - 40 \frac{h \gamma}{K} \right) - \frac{8 Ph}{K} = 0$$

$$s^3 + s^2 \cdot \frac{500}{5} \left(3 - \frac{40 \cdot 500 \cdot 0,0022}{200} \right) - \frac{8 \cdot 200\,000 \cdot 500}{200} = 0$$

$$s^3 + 278 s^2 - 4\,000\,000 = 0.$$

Die Auflösung dieser Gleichung ergibt schließlich $s = 103$ cm.

Dieser Wert ist brauchbar, denn $\frac{s}{h} = \frac{103}{500} = 0,206$ liegt

noch im Abschnitt II. Die Spannung wird

$$k^2 = \frac{K}{8} \left(\frac{3}{5} + s/h \right) = \frac{200}{8} (0,60 + 0,206) = 20,15 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine Nachrechnung liefert ebenfalls

$$k = \frac{P + G}{F} = \frac{200\,000 + 1,03^2 \cdot 5,0 \cdot 2200}{103 \cdot 103} = 20 \text{ kg/cm}^2.$$

Wie die vorstehenden Ableitungen zeigen, ist die Berechnung massiver Pfeiler mit einigen Umständen verknüpft. Diese lassen sich jedoch beheben, wenn man nach obigen Formeln Tabellen berechnet oder diese Tabellenwerte zeichnerisch darstellt. —

Jede Trommel besteht aus 3–5 geschlossenen Betonringen, die, wie unsere Abbildung zeigt, mit Hohlräumen und mit Aussparungen für die Durchführung der lotrechten Bewehrung versehen sind. Der ganze Schornstein besitzt also nur wagrechte Fugen in größeren Abständen. Die Eisenbewehrung ist im Fundament zu einem festen, gut verankerten Fuß zusammengefaßt, am Schornsteinkopf durch ringförmige Platte verbunden. Die einzelnen Ringe können in der Fabrik oder am Verwendungsort in Formen gestampft werden, wobei Kernstücke für die Aussparungen eingelegt werden, außerdem Rundeisenringe zur Verstärkung. Als Material wird für die Außenschale des Schornsteins Kiesbeton verwendet, für die innere, den Feuergasen ausgesetzte, dagegen eine Mischung mit feuerfesten Stoffen, so daß für viele Fälle eine besondere Ausmantelung erspart werden kann. Bei Anlagen mit besonders hoher Temperatur der Abgase wird man dem Schornstein jedoch im unteren Viertel etwa doch eine besondere feuerfeste Auskleidung geben müssen.

Gegenüber Eisenbeton-Schornsteinen gewöhnlicher Art bietet diese Ausführungsweise den Vorteil, daß die ganzen Betonierungsarbeiten sich ohne Gefahr und mit vollkommener Sicherheit für ihre Güte auf der Erde vollziehen und daß keinerlei Schalungen und Rüstungen gebraucht werden. Unsere Abbildung zeigt die einfache Aufzugsvorrichtung, die von 1–2 Mann unten an der Winde bedient werden kann, während die Versetzarbeit oben auf dem Schornstein von einem Maurer nebst Hilfsarbeiter bewirkt wird. Die Krankonstruktion wird mit der Hochführung des Schornsteins ebenfalls stetig angehoben. Es können mit derselben bis zu 10 Ztr. schwere Teile gehoben werden. Die einzelnen Betonringe werden in Mörtel versetzt. Da nur diese Arbeit im Freien ausgeführt werden muß, wird die Ausführung durch Witterungseinflüsse auch nur wenig beeinflusst.

Der fertige Schornstein wirkt wie ein Eisenbetonbauwerk; seine Windangriffsfläche wird geringer als bei gemauerten Schornsteinen, ebenso sein Gewicht und dementsprechend auch das Fundament. Die Firma berechnet sich z. Zt. gegenüber einer Ausführung in Ziegelmauerung eine Ersparnis von 40–50 %.

Der erste Schornstein dieser Art ist für das Metallwerk der Industriewerke W. Benzing & Co. in Schierstein a. Rh. ausgeführt worden. —

Fr. E.

Die Eigenschaften von Portland-Zementen mit hohem Magnesia-Gehalt. Stark magnesiahaltige Zemente besitzen bekanntlich die Eigenschaft, u. U. nach Jahren Treiberscheinungen zu zeigen, die durch die kurzfristige Normenprobe aber nicht erkannt werden können. Auf Grund der Versuche Rud. Dyckerhoffs in den 90er Jahren v. Jahrh. ist daher in der deutschen Norm der Magnesiagehalt auf 4 %, später 5 %, begrenzt, und in die Normen aller anderen Länder sind ähnliche Bestimmungen eingefügt. Die bekannten Versuche mit magnesiahaltigen Zementen geben aber noch keinen Aufschluß darüber, wie überhaupt ein hoher Magnesiagehalt den Zement beeinflusst, ob neue Klinkerbestandteile entstehen, wie dadurch die vorhandenen Bestandteile etwa verändert werden und wie sich überhaupt die allge-

meinen physikalischen Verhältnisse des Zementes gestalten. Nach dieser Richtung erstrecken sich umfangreiche Untersuchungen des Amerikaners P. H. Bates, die im „Technologic Paper of the Bureau of Standards No. 102, Jan. 1918“ veröffentlicht sind. Die Zeitschrift „Zement“ bringt in No. 25/20 darüber ein ausführliches Referat. Es sind genau analytische und petrographische Untersuchungen über die Zusammensetzung der Zemente gemacht, die erforderlichen Brenntemperaturen, die Siebfeinheit und Volumbeständigkeit der Zemente, die Bindezeit, Konsistenz und spezif. Gewichte ermittelt und Volumveränderungs-Messungen an Stäben, Zug- und Druckfestigkeitsproben mit reinem Zement-Mörtel sowie Druckfestigkeitsproben mit Beton durchgeführt. Um das Verhalten in Seewasser nachzuprüfen, wurden die Proben z. T. in entsprechenden Salzlösungen gelagert; die Untersuchungen sind z. T. bis zu 3-jähriger Dauer durchgeführt worden.

Die Versuche ergaben, daß Portlandzement mit Magnesiagehalt bis 9,5 % bei etwas niedrigerer Temperatur im Drehofen erbrannt werden kann, ohne daß ein Klinker entsteht, der wesentlich verschieden ist von einem solchen mit weniger als 4 %. Bei noch höherem Gehalt werden die Klinker glasig, zerrieseln schnell und zeigen hellbraune Farbe, die sich auch im vermahlenden Zement und dem hergestellten Beton geltend macht. Bei mehr als 8 % Magnesiagehalt ändert sich auch die Zusammensetzung und Struktur. Eine Beeinflussung der Bindezeit macht sich erst bei mehr als 9,5 % deutlich geltend. Sie setzt dann erheblich rascher unter sehr starker Wärmeentwicklung ein. Mit Ausnahme zweier sehr magnesiahaltiger Proben, die aber noch nicht völlig abgebunden hatten, waren alle Zemente bei der Prüfung während 28 Tagen im Wasser oder der Luft oder während 24 Stunden in kochendem Wasser oder Dampf durchaus volumbeständig. Die Festigkeiten waren bis 7,5 % Magnesiagehalt sowohl für Zement, wie Mörtel und Beton durchaus zufrieden stellend. Die Proben nach 1½ Jahren ließen nicht erkennen, ob es sich um einen Zement mit geringem Magnesiagehalt oder um einen solchen bis zu 7,5 % handelte. Bei höherem Gehalt nahm die Festigkeit entsprechend ab, doch tritt gerade bei den Hochmagnesia-Zementen eine bemerkenswerte Zunahme der Festigkeit mit steigendem Alter ein. Ein praktischer Unterschied der in Süßwasser und Salzlösung aufbewahrten Proben zeigte sich nicht. Zemente mit hohem Magnesiagehalt zeigten geringere Angriffe als solche mit mittlerem. Die Volumänderungen beim Fortschreiten der Hydratation sind bei den magnesia-reichen Zementen wenig größer als bei den ärmeren.

Die Versuche sind nicht zu dem Zweck angestellt worden, etwa einen höheren Magnesiumgehalt zuzulassen. Hr. Dr. Goslich, Berlin, der sie noch kurz beurteilt, hält die Dyckerhoff'sche Begrenzung auf 4–5 % auch danach für zutreffend. Höhere Beimischungen zeigten schließlich immer stärkere Abweichungen vom eigentlichen Portlandzement. —

Eine Druckrohrleitung in Eisenbeton von 2,5 m Lichtweite bei 55,14 m Druckhöhe ist in den letzten Jahren bei Ausnutzung einer Gefällstufe der Romanche für ein Hütten-

werk bei Rioupéroux (Isère) hergestellt worden, das die besondere Eignung des Eisenbetons für solche Zwecke auch unter schwierigen Verhältnissen zeigt. An der gleichen Stelle sind bereits 2 Stahl-Druckrohre gleichen Durchmessers vorhanden, die auf weitem Wege zum Krafthaus geführt worden sind, um die zahlreichen Hindernisse zu vermeiden, welche sich in den Baulichkeiten usw. des Werkes entgegenstellen. Das Eisenbetonrohr paßt sich dagegen den Gelände-Verhältnissen scharf an mit zahlreichen Krümmungen, die in der lotrechten Ebene bis auf 15 m Halbmesser herabgehen, und unterfährt alle Hindernisse, sodaß die Gesamtlänge verhältnismäßig kurz, 611,50 m lang, wird.

Das Rohr liegt in ganzer Länge auf einer Untermauerung. An beiden Enden geht es in Stahlrohre von 8 m Länge über, die den Anschluß an das Wasserschloß bzw. das Krafthaus bilden. Diese Stahlrohre sind noch mit Betonrohr umhüllt. Das Druckrohr hat Ring-Bewehrung an beiden Oberflächen in Abständen von 100–70 und Stärken von 12–16 mm je nach dem Druck. Die Ringe greifen nur mit Haken übereinander und sind nicht geschweißt. Die Verteilungseisen sind doppelt in 30 mm Abstand mit 8 mm Stärke zwischen den Ringen angeordnet. An den Krümmungen sind in die Zwischenräume der Verteilungseisen noch 14 mm starke Längsreihen eingesetzt. Die Wandstärke schwankt zwischen 120 und 160 mm und ist an den Krümmungen verstärkt bis auf 200 mm (z. B. an den Stellen wo Eisenbahngleise und eine Stützmauer unterfahren werden). Das Mischungsverhältnis des Betons ist 1:2, verwendet sind 500 kg Zement auf 1 m³ Beton. Die Innenseite der Leitung ist 30 mm stark verputzt, um völlige Dichtigkeit zu erzielen. Die Herstellung erfolgte in den großen Strecken mit verschiebbarer Schalung, an den Krümmungen mit besonders hergestellter fester Schalung.

Die Leitungsstrecke, die unter einem Druck von mehr als 30 m Höhe steht, hat eine 2 mm starke Stahleinlage erhalten, die an der Innenseite hinter den Verteilungseisen liegt. An den Stoßstellen ist diese Stahlhülle aufgebörtelt und autogen verschweißt. Sie hat nicht den Zweck, die Widerstandsfähigkeit des Rohres zu erhöhen, sondern nur die Dichte zu sichern. Es ist außerdem noch unmittelbar hinter den Ringen ein Drahtnetz mit einbetoniert.

Für die Eiseneinlagen ist ein Flußstahl von 60 kg/cm² Bruchfestigkeit und 10 % Dehnung verwendet. Zugelassen sind 1350 kg/cm² Zugspannung im Eisen, 45 kg/cm² Druckspannung im Beton. Die Pressungen sind, um Stößen in der Leitung Rechnung zu tragen, entsprechend erhöht, in den am stärksten beanspruchten Strecken bis um 25 %.

Vor Ingebrauchnahme hat man die Rohrleitung 3 Monate lang erhärten lassen. Ende Dezember 1919 ist eine Druckprobe vorgenommen worden. Das Rohr wurde langsam gefüllt, bis ein Druck von 5 kg/cm² erreicht war, dann wieder entleert und innerlich besichtigt. Dann wurde es wiederum und zwar rasch gefüllt und äußerlich besichtigt. Außer kleinen Ausschwitzungen, die bald aufhörten, zeigten sich keine Schäden. Seit Ende 1919 steht die Leitung nun im Betrieb. (Schweizerische Bauzeitung, Jahrg. 1920, 7. Aug.) —

Deutscher Beton-Verein (E. V.).

Wanderversammlung in München vom 15.—18. September 1920.

1. Mittwoch, den 15. September 1920.

Vorstandssitzung im „Bayerischen Hof“ 9 Uhr vormittags
Begrüßungsabend mit Damen im Hotel „Vier Jahreszeiten“ 7 „ abends

2. Donnerstag, den 16. September 1920.

a) Festversammlung im Musiksaal des „Deutschen Museums“ (Neubau auf der Kohleninsel) 9 „ vormittags

Begrüßung und Vorträge: „Die mittlere Isar“; „Der Ausbau des Walchensee-Kraftwerkes“; „Der Baudeutsche Deutschen Museums“.

b) Rundgang durch das „Deutsche Museum“. Gemeinsames Frühstück.

c) Fahrt nach Thalkirchen mit Besichtigung des Südwerkes (im Bau begriffene Wasserkraftanlage der Stadt München). Abfahrt 2.15 Uhr vom Sendlinger Torplatz, Rückfahrt 5.30 nach München.

d) Gemeinsames Abendessen mit Damen im Künstlerhaus 7.30 Uhr nachmittags

3. Freitag, den 17. September 1920.

Besichtigung der Bauten des Walchensee-Kraftwerkes (Programm wird bei der Tagung bekannt gegeben).

4. Sonnabend, den 18. September 1920.

Ausflug nach der Fraueninsel im Chiemsee.

Geschäftsstelle ist das Hotel „Bayerischer Hof“.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). Alfred Hüser, Vorsitzender.

Inhalt: Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg. (Schluß). — Berechnung von Pfeilern aus Hartsteinen, Klinkern und Beton nach den neuen preuß. Bestimmungen über die Beanspruchung der Baustoffe vom 24. Dezember 1919. — Vermischtes. — Wanderversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

Von Dipl.-Ing. W. Luft, Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A.-G. und Dipl.-Ing. R. üth, Priv.-Doz. a. d. Techn. Hochschule zu Darmstadt und beratender Ingenieur genannter Firma.

(Auszug aus einem Vortrag, gehalten auf der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1920.)
(Schluß aus No. 12.) Hierzu die Abbildungen S. 108 und 109.



it einem Leichtbeton der in No. 12
geschilderten und durch die dort
mitgeteilten Versuche ermittel-
ten Art sind nun eine Reihe von
Eisenbeton - Schiffsbauten der
A.-G. Dyckerhoff & Wid-
mann auf deren Schiffswerft
in Neuß ausgeführt bzw. vor-
bereitet worden, über welche die
nebenstehende Zusammenstel-

denen Richtungen hin als Versuchsobjekt dienen sollte, sind seine Außenflächen verschieden behandelt worden. Er besitzt 15,75 m Länge bei 5,2 m Breite und 1,9 m Höhe vom Boden bis Oberkante Deck. Die obere Kante ist durch eine hölzerne Scheuerleiste geschützt. Für

Baunummer und Art des Fahrzeuges	Tauchtiefen bei		Wasser- verdrän- gung bei	Trag- fähigkeit in t
	Leer- gang m	Voll- ladung m	Vollladung in t	
N 1 Prahm	0,65	1,50	120	70
N 2 Mainkahn	0,68	1,94	715	480
N 3 Rheinkahn	0,72	1,94	700	450
N 4—6 Rheinkähne	0,74	2,15	785	525
N 7—16 Rheinkähne	0,70	2,40	1100	750
Donauschlepper	0,80	2,25	1035	665
Argent. Schiff (ElProgresso)	0,70	2,40	670	450

lung Aufschluß gibt.

Der Prahm ist als Werkschiff für den eigenen Baubetrieb der Firma ausgeführt und zwar zur Herstellung von Rammarbeiten ohne feste Rüstung oder zur Aufnahme von Anlagen zur Betonbereitung, Preßluft-Erzeugung usw. Da dieser Prahm auch nach verschie-

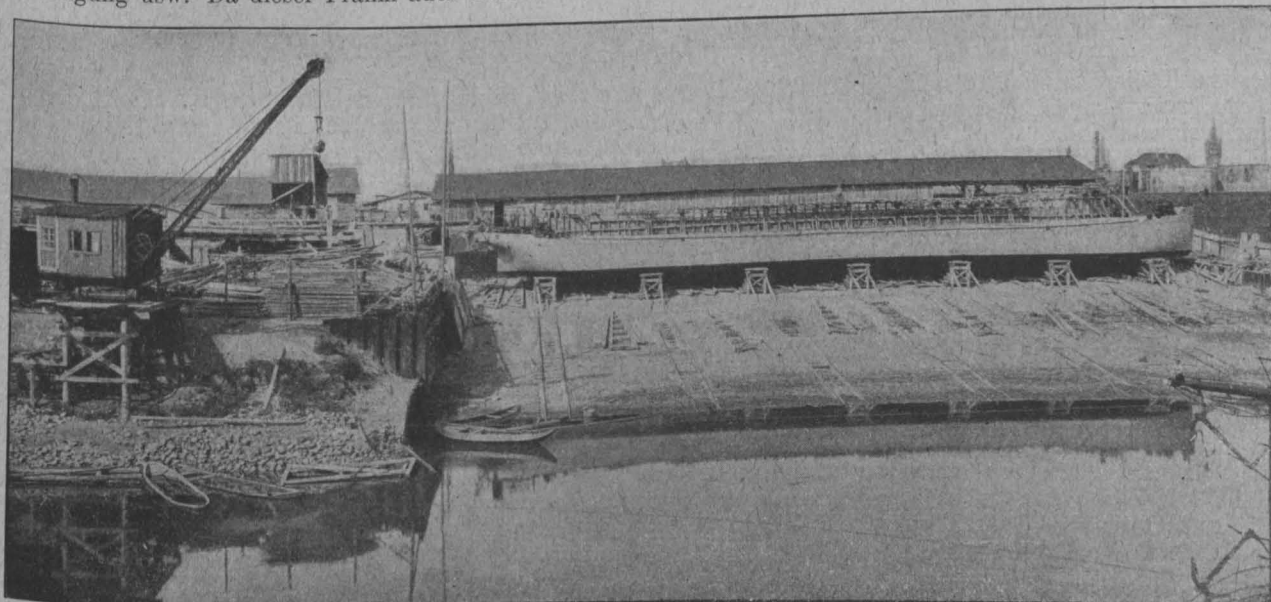


Abbildung 13. Blick auf die Eisenbeton-Schiffswerft von Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Neuß a. Rh.

den schon geschilderten Transport der Senkkasten für die Druckluftgründung der Strompfeiler der Rheinbrücke Duisburg-Hochfeld zur Baustelle war der Prahm als Preßluftschiff ausgestattet. Der Prahm hat sich zu seinen verschiedenen Verwendungszwecken gut bewährt.

Der Mainkahn ist ursprünglich zu Steintransporten für die Firma D. & W. selbst gebaut und dient jetzt als Versuchsschiff zur Beobachtung der praktischen Bewährung. Es hat zu diesem Zweck mehrere Kohlentransporte vom Kohlengraben nach Mainz ausgeführt und hat sich bei außergewöhnlichen Hochwassern und Stürmen gut gehalten. Bei 475 t Tragfähigkeit hat es 54,85 m Länge über Alles, 53,4 m zwischen den Steven, 7,74 m Breite. Die Unterteilung des Schiffskörpers in Längs- und Querspanten ist entsprechend den elastischen Formänderungsgesetzen der räumlichen Konstruktion erfolgt, wobei die Schottwände als Auflager für die Längsrippen dienen. Die Aufnahme der Längsbiegemomente erfolgt durch die je nach Art der Momente als Zug- und Druckgurt wirksamen Gang-

bildung 14 hierunter zeigt die konstruktive Anordnung und gibt auch einige Einzelheiten der Herft- und Stegausbildung wieder, während Abbildung 15, S. 109 das fertige Schiff zeigt.

Die nächste Ausführungserie, die jedoch erst vorgesehen ist, umfaßt gleich 10 Kähne für Rhein- und Kanalschiffahrt von 750 t Tragfähigkeit, die nach denselben Konstruktionsprinzipien ausgeführt werden, die sich als zweckmäßig erwiesen haben. Es sind hier jedoch über jeder Schottwand Herfte angeordnet. Die Schiffe erhalten 67 m Länge, 8 m Breite, 2,4 m Bordhöhe und 9 Querschotten.

Abweichend von den vorstehenden Ausführungen ist von der argentinischen Niederlassung der Firma in Buenos Aires während des Krieges für die dortige Regierung ein Eisenbetonschiff erstellt worden, das bei 450 t Tragfähigkeit 40 m Länge, 8,5 m Breite und 2,4 m Bordhöhe besitzt und dessen Schiffskörper aus verschiedenen, vorher in Formen betonierten fertigen Teilen (Platten und Spanten) zusammengesetzt ist. Diese Teile wurden mit besonderen

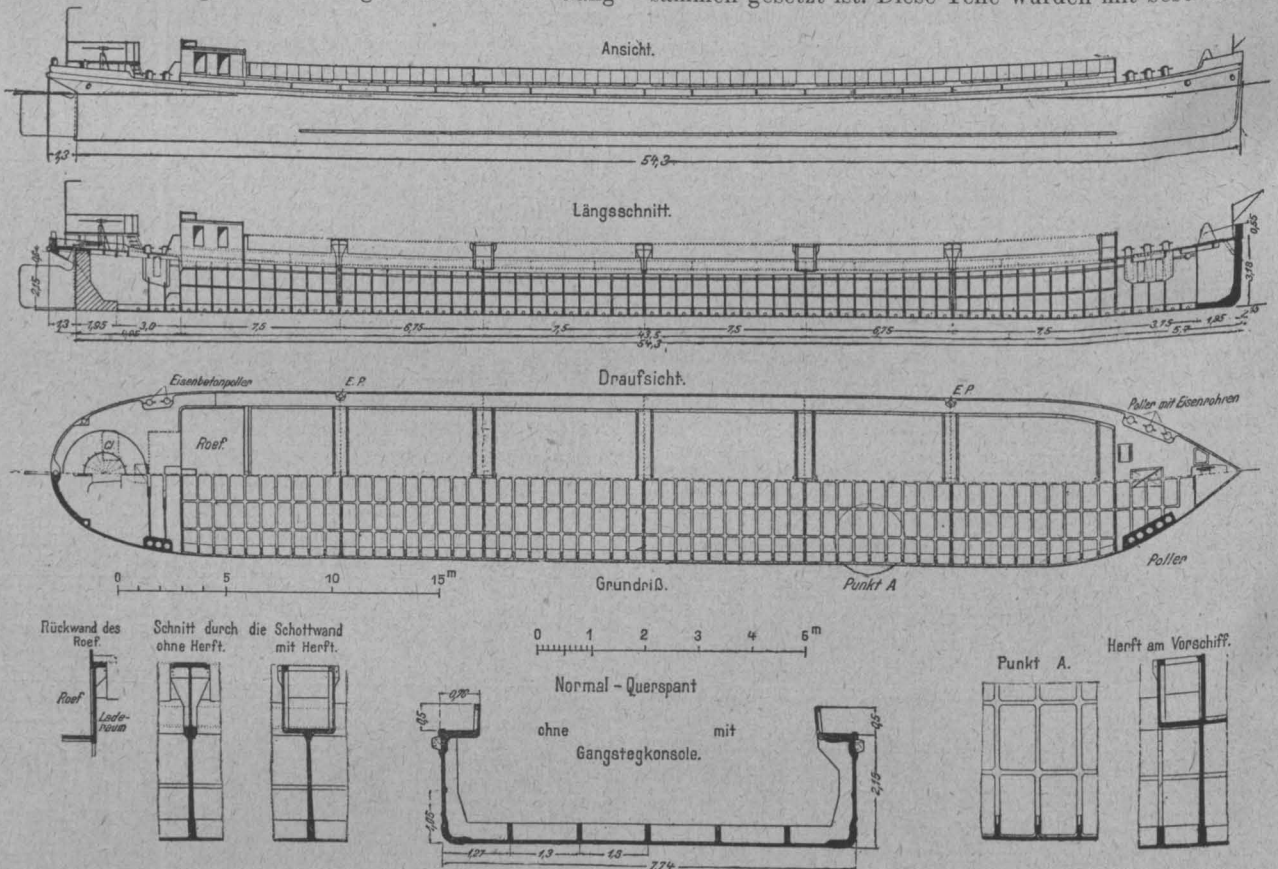


Abbildung 14. Konstruktion der Eisenbeton-Rheinkähne Nr. 4-6, 525 t Tragfähigkeit.

stege und Kimmen mit Bodenplatten, in welche die erforderlichen Längseisen-Einlagen für diese Momente untergebracht sind.

Ein Bild der Eisenbewehrung des Kahnes zeigt Abbildung 11, S. 108, während Abbildung 12, S. 109 einen Blick auf die Werft in Neuß gibt mit einem Kahn dieser Art in der Schalung, daneben einen fertigen Kahn, bereit zum Ablassen vom Helling. Abbildung 13, S. 105 zeigt die Werft vom Wasser her gesehen mit einem Kahn kurz vor dem Ablassen. Die Zwischenräume zwischen den Stapelböcken dienen zum Unterfahren der Abbläsewagen, nachdem die betreffenden Stellen ausgerüstet und fertig bearbeitet sind.

Der gedeckte Rheinkahn No. 3 paßt sich in seinen Abmessungen ganz den Mainkähnen an, um die Schalung noch einmal verwerten zu können. Der Kahn hat jedoch entsprechend den Bedürfnissen der Rheinschiffahrt eine Abdeckung mit Zollverschlüssen, sowie die nötigen Herfte und Deckaufbauten erhalten.

Danach ist eine Serie von 3 Rheinschiffen von etwa 525 t Tragfähigkeit ausgeführt worden, die in Länge und Tiefgang etwas größere Maße zeigen. Ab-

stoßverbindungen zum Schiffskörper zusammengesetzt. Dieses Schiff wurde außerdem nicht auf einem Helling, sondern in einer Dockgrube hergestellt. Auch diese Ausführungsweise hat sich gut bewährt.

Während des Krieges war schließlich auf einer rumänischen Werft auch ein Donauschleppschiff von 665 t Tragfähigkeit in Angriff genommen, das aber nur bis zur Fertigstellung der Gerüste, Schalung und Eisen-einlagen gediehen war, als der deutsche Rückzug erfolgte. Die allgemeine Anordnung dieser Schleppkähne ist etwas anders, als bei den bisher dargestellten Ausführungen. Der Kahn hat ein festes Deck aus Eisenbeton mit Ladeluken, was eine für die Aufnahme der Längsmomente des Schiffskörpers günstigere Querschnittsausbildung ermöglichte. *)

Mit Ausnahme der beiden besonders hergestellten Schiffe sind die sämtlichen Eisenbeton-Schiffsbauten der Firma auf der Werft in Neuß erstellt worden, die

*) Anmerkung der Schriftleitung. Vergl. die Darstellung der Ausführung eines Donauschleppers in Eisenbeton durch die A.-G. Wayß & Freytag, „Mitteilungen“ Jahrgang 1919, Seite 153ff.

ursprünglich nur als Versuchswerft gedacht, nach und nach entsprechend ausgebaut worden ist. Ihr Hauptbestandteil ist der Ablauf-Querhelling mit Gleissträngen in 7,5 m Abstand, oberer Windvorrichtung zum Ablassen und den sonstigen erforderlichen Einrichtungen. Hierzu gehört eine Werfthalle für die Vorrichtung der Schalungen, eine Schreinerei, eine Werkstatt für die Befestigungsteile der Ausrüstung, Betonierungs-Anlage mit Materialschuppen, Lagerräume, Planbüro usw. Die Zuführung der Baustoffe zur Arbeitsstelle wird auf teils festen, teils abnehmbaren Rüstungen bewirkt. Zum Ablassen dienen besondere Ablaufwagen, die auch bei Ausbesserungen zum Hochziehen der Schiffe dienen können. Eine Verbreiterung der Hellinge, Anlage überdeck-

ter Werfthallen, um auch bei schlechtem Wetter arbeiten zu können, Ausrüstungshäfen usw. sind vorgesehen, um die Leistungsfähigkeit der Werft zu steigern und ihre Wirtschaftlichkeit zu erhöhen. Letztere wird als besonders durch den Serienbau einer größeren Anzahl von Schiffen gleichen Types ermöglicht, der eine wiederholte Verwendung der teuren Schalung, eine schablonenmäßige Zurichtung der Eiseneinlagen gestattet, und durch besseres Einarbeiten der Arbeitskräfte auch eine gleichmäßige Güte der Ausführung sichert, die für den Erfolg mindestens in dem gleichen Maße erforderlich ist, wie theoretische und konstruktive Erwägungen und zweckmäßige Auswahl der zu verwendenden Materialien. —

Umschnürte Betonsäulen mit Steinkernen.

Dr.-Ing. v. Emperger, dessen Konstruktionen aus umschnürtem Gußeisen für stark belastete schlanke Druckglieder (Säulen, Bögen) ja bekannt und wiederholt mit Erfolg ausgeführt sind, hat mit Rücksicht auf den Eisenmangel den Gedanken wieder aufgenommen, die Erhöhung der Tragkraft durch in Beton eingebettete und umschnürte Kerne aus druckfestem Stein zu erhöhen.

Ueber diese Frage und seine nach dieser Richtung angestellten Versuche veröffentlicht er in der „Schweizerischen Bauzeitung“, Jahrg. 1920 v. 31. Juli und 7. August Beobachtungen und Ergebnisse unter obigem Titel, die allerdings wegen der geringen Zahl der ausgeführten Versuche noch nicht den Anspruch erheben können, zuverlässig zu sein, aber doch Interesse verdienen. Das Wesentliche sei nachstehend mitgeteilt:

In Vergleich gestellt sind Säulen von 52 cm Höhe, 30 cm Durchmesser, also rd. 700 cm² Querschnittsfläche, das eine Mal nur bewehrt mit 6 Längseisen von 15 mm Durchmesser, sodaß das Prozentverhältnis 1,5 ist, das andere Mal außerdem bewehrt mit einer Spirale von 4 mm Stärke und 40 mm Steighöhe, also Bewehrungsprozent 0,42 das dritte Mal bei gleicher Bewehrung wie im zweiten Fall mit einem Steinkern bestehend aus 5 aufeinander gesetzten Prismen von 10·8,5 cm Querschnittsabmessungen mit abgefasten Kanten aus einem druckfesten gebrannten Tonstein „Keramik“ mit einem Elastizitätsmodul von etwa 350 000 und einer Druckfestigkeit von 1720 kg/cm². (Für die aus 5 Steinen gebildete Säule sinkt sie auf nicht viel über die Hälfte.) Der verwendete Zement hatte nach 7 Tagen 248, nach 28 Tagen 323 kg/cm² Druckfestigkeit und bei gemischter Lagerung 367. Verwendet wurden 2 Betonmischungen: eine fette, mit 630 kg Zement auf 1 m³ Sand und Schotter, die nach 6 Wochen eine Festigkeit von 227 kg/cm² ergab gegenüber 200 kg/cm² nach den amtlichen Bestimmungen (erwartet wurden mindestens 300, die Ursachen der geringen Festigkeit, die nach Auskunft des Mat.-Prüf.-Amtes in Wien für die Mischung nicht zutreffen könne, sind nicht ermittelt; die Proben waren an sich durchaus gleichmäßig); ferner eine magere Mischung von 210 kg Zement auf 1 m³ Sand und Schotter mit 137 kg/cm² Festigkeit gegen 100 kg/cm² der Vorschrift.

Verwendung finden sollen die Steinkerne bei Belastungen, die sich mit gewöhnlichem umschnürtem Beton nicht oder doch nur schwer erreichen lassen. Verfasser hat schon früher gegen die amtliche Berechnungsweise umschnürter Säulen das Bedenken ins Feld geführt, daß diese nicht allgemein für alle Betonsorten gültig seien, da die Stauchung und Querdehnung mit der Güte des Betons rasch abnimmt, sodaß die von der Querdehnung abhängige Wirkung der Umschnürung für bessere Betonsorten eine geringere sein müsse als für magere von geringerer Druckfestigkeit. Mindestens müsse der Eisenaufwand bei ersteren höher sein.

Der Vergleich der gewöhnlichen Eisenbetonsäulen mit den umschnürten ergab für erstere für den fetten Beton 178, den mageren Beton 98 t, für die umschnürten 195 bzw. 131 t Bruchlast. Hiervon sind zunächst 25,4 t abzuziehen, die in beiden Fällen auf die Längseisen allein entfallen. Der Festigkeitszuwachs durch die Umschnürung ergibt sich dann bei dem fetten Beton zu 11, dem mageren zu 48 %, also mehr als 4 mal so groß für den Beton von fast nur der halben Druckfestigkeit. Nach den amtlichen Bestimmungen ergibt sich dagegen für den fetten Beton ein verhältnismäßig größerer Zuwachs. Unzutreffende Ergebnisse folgen nach dem Verfasser auch, wenn man die erforderliche Eisenmenge der Umschnürung ermittelt, die erforderlich sein würde, um die doppelte Festigkeit des Gesamtquerschnittes (eine Grenze, über die man erfahrungsgemäß nicht hinaus geht) zu erzielen. Bei gleichbleibender Umschnü-

rung ergibt die Steigerung der Betonfestigkeit andererseits eine immer geringere Zunahme der Bruchlast, sodaß diese schließlich Null wird und sich eine maximale Bruchlast ergibt, die groß genug ist, um die Umschnürung allein zu zerreißen, ohne daß eine Steigerung der Festigkeit eintreten kann. Tatsächlich ist bei den ausgeführten Versuchen die Umschnürung unter der Bruchlast gerissen, also schon bei einem Beton von nur 227 kg/cm² Festigkeit nähert man sich dem Zustand, bei dem die Umschnürung keine Erhöhung mehr hervorbringt. Nach dem Verfasser sollte man also für alle Umschnürungen einen tunlichst mageren Beton verwenden, weil dieser für die Wirkung der Umschnürung besser ist als ein fetter. Mit der Forderung einer übertriebenen hohen Zementmenge im Bauwerk wird also nicht nur nichts genützt, sondern abgesehen von dem wirtschaftlichen Nachteil wird auch ein spröderes Material erzeugt, das als ungünstiger zu bezeichnen ist.

Stellt man die Ergebnisse der Versuche mit den Säulen aus umschnürtem Beton und mit umschnürtem Steinkern in Vergleich, so ergeben sich im ersteren Fall für die beiden Betonsorten 180 und 114 t, im zweiten Fall 276 und 256 t Bruchlast. Davon entfallen auf die Längseisen wieder 25,6 t, die abgezogen werden müssen, um den Zuwachs für den Säulenquerschnitt ohne die Eisen zu erhalten. Es ergibt sich dann für die Steinkernsäulen gegenüber den Betonsäulen eine um 58 % höhere Bruchlast für den fetten, um 132 % höhere Bruchlast für den mageren Beton. Also auch hier zeigt sich der starke Abfall in der Festigkeitszunahme für den fetten Beton. Will man den Einfluß des Steinkernes allein betrachten, so muß man die Festigkeit der reinen Betonsäule vermindert um den Steinquerschnitt ermitteln. Es bleibt dann eine Festigkeitszunahme durch Einlage des Steinkernes um 104,6 t für den fetten, 143,6 t für den mageren Beton. Der Festigkeitszuwachs sinkt hier also für den fetten Beton nur auf $\frac{2}{3}$ gegenüber $\frac{1}{2}$ bei der umschnürten Betonsäule. Die Festigkeit der Steine wird mit 72–98 % ausgenutzt.

Während bei dem umschnürten Beton die Umschnürung die über die gewöhnliche Bruchfestigkeit hinausgehende Stauchung des Druckgliedes aufnehmen und so seine Druckfestigkeit vermehren soll, kommt bei den Druckgliedern mit Steinkern eine Erhöhung der Druckfestigkeit der Betonschale überhaupt nicht oder nur nebensächlich in Betracht. Es handelt sich hier vielmehr nur darum, die beiden Materialien, den druckfesten Kern und den sie umhüllenden Beton so zusammen zu halten, daß beim Bruch die Summe der beiden Druckfestigkeiten zum Ausdruck kommt. Das ist natürlich nur innerhalb gewisser Grenzen der Stauchungsfähigkeit zu erreichen, die nicht überschritten werden dürfen und durch weitere Versuche erst festgestellt werden müßten.

Bei den durchgeführten Versuchen beträgt der Steinkern etwa 12 % des Querschnittes, könnte jedoch ohne Weiteres erheblich vergrößert und damit die Festigkeit erhöht werden. Verfasser vertritt nach den Versuchen die Ansicht, daß für das Erreichen der doppelten Festigkeit des Betons durch Umschnürung, trotzdem es sich dabei um eine vielfach angewendete Konstruktion handelt und amtliche Formeln dafür bestehen, viel größere Ungewißheit herrsche, als es jene sei, die bei der Umschnürung von Steinkernen über die Einhaltung der Gesamtfestigkeit bestehen könne. Er vergleicht dann 2 Säulen annähernd gleicher Bruchfestigkeit mit und ohne Steinkern und kommt für erste zu einer erheblichen Ersparnis an Eisen, während nur die Preisdifferenz für Beton und Steineinlage hinzu kommt.

Zum Schluß seiner Ausführungen beschreibt Verfasser die Anordnung mit Steinkern für die Säulen eines 5-geschossigen Fabrikbaues und zeigt, daß gegenüber umschnürten Betonsäulen erheblich an Säulendurchmesser und Material gespart wird. Er gibt Anweisungen für die Ausführung, die dadurch noch wesentlich vereinfacht und verbilligt

werde, daß sich derselbe Säulendurchmesser durch alle Geschosse durchführen läßt. Die Säulen könnten außerdem sehr rasch ausgeschalt, die Schalungen also in den oberen Geschossen wieder verwendet werden, da die Säule rasch die volle Last aufnehmen kann. Solange der Beton noch größere Stauchungsfähigkeit und geringere Festigkeit be-

sitzt, wird der Steinkern dabei zunächst einen größeren Anteil der Last tragen, als nach völliger Erhärtung des Betons und verminderter Stauchfähigkeit. Die Versuche mit umschnürtem Gußeisen haben gezeigt, daß der geringere Beton ohne Riß- oder Brucherscheinungen zu zeigen, diese großen Stauchungen aufnehmen könne. —

Dimensionierung von hohen plattenförmigen Querschnitten mit Berücksichtigung der Druckspannungen im Stege.

Von Dipl.-Ing. Franz Haumer i. Fa. C. Brandt in Berlin.

Bei hohen plattenförmigen Querschnitten — wie sie bei Brückenbalken häufig auftreten — fällt die Nulllinie oft so tief in den Steg, daß ihr Abstand x ein Vielfaches der Plattenstärke wird. In solchen Fällen ist es, um kein falsches Bild über die Spannungsverteilung zu bekommen, nicht angängig die Druckspannung im Steg zu vernachlässigen. Die Dimensionierung, beziehungsweise die

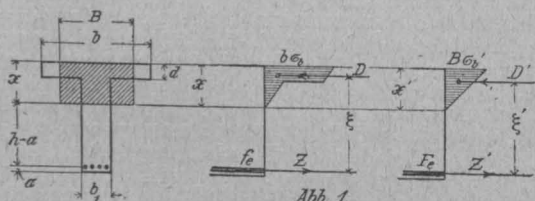


Abbildung 1.

Ueberprüfung solcher Querschnitte soll vielmehr mit genauer Berücksichtigung der Druckspannungen im Steg erfolgen.

$\sigma_b = \sigma_b'$ und $\sigma_e = \sigma_e'$, so muß $x = x' = \varphi(h - a)$ sein,

wobei $\varphi = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e}$ bedeutet.

Die reduzierte Breite B kann daher gerechnet werden

$$B = \frac{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) - (b - b_1) \left(\frac{x - d}{x} \right)^2 \cdot \left(h - a - \frac{x}{3} - \frac{2}{3} d \right)}{h - a - \frac{x}{3}}$$

oder

$$B = b - (b - b_1) \left(1 - \frac{d}{x} \right)^2 \left(1 - \frac{2d}{3(h - a) - x} \right) \quad (2)$$

für $x = \varphi(h - a)$ eingesetzt und reduziert ergibt sich:

$$B = \frac{b(h - a)^3 \varphi^2 (3 - \varphi) - (b - b_1) [\varphi(h - a) - d]^2 \cdot [(h - a)(3 - \varphi) - 2d]}{(h - a)^3 \varphi^2 (3 - \varphi)} \quad (2a)$$

Aus der zweiten obigen Grundgleichung folgt:

$f_e \sigma_e' \xi = F_e \sigma_e' \xi'$. Da $\sigma_e = \sigma_e'$ ist, so muß sein

$$f_e = \frac{\xi'}{\xi} \cdot F_e \quad (3)$$

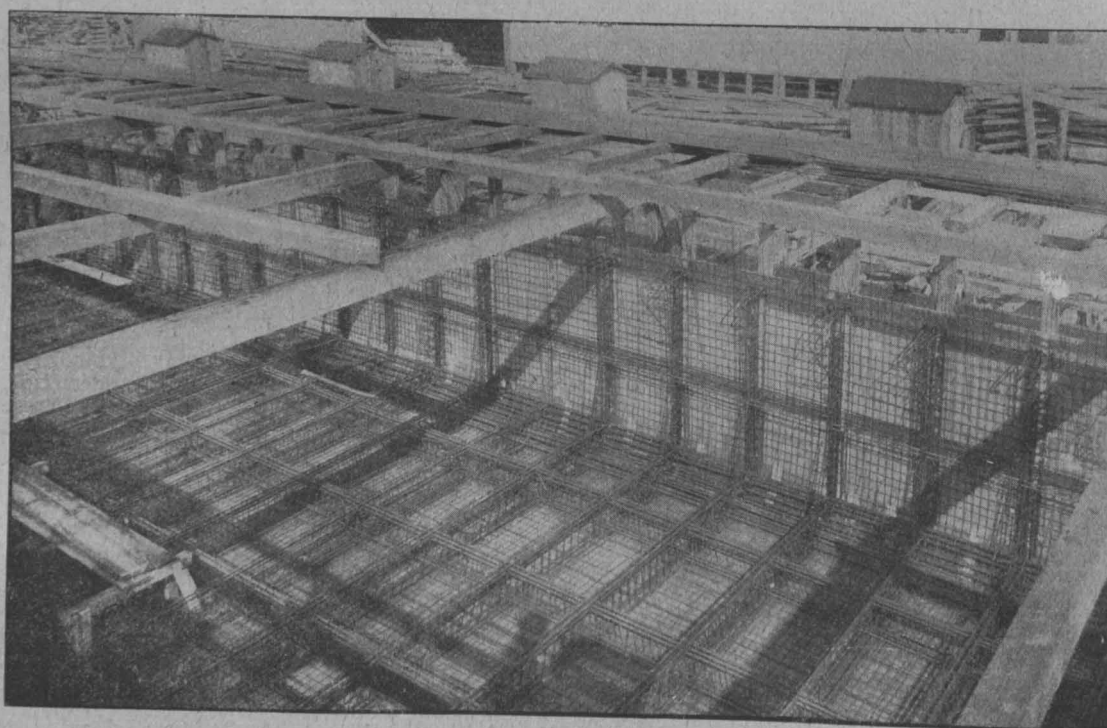


Abbildung 11. Eisenbewehrung des Mainkanals Nr. 2 von 480 t Tragfähigkeit.

Eisenbeton-Schwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründungen sowie im Schiffbau.

Der plattenförmige Querschnitt wird zu diesem Zweck nach Abbildung 1 durch einen gleichwertigen Rechteck-Querschnitt von gleicher Höhe und reduzierter Breite ersetzt. Der ideale Rechteck-Querschnitt soll das gleiche Moment aufnehmen können und seine Breite so bestimmt werden, daß die größten Beton- und Eisenspannungen gleich jener des Plattenbalkens sind.

Es müssen daher die Beziehungen bestehen:

$$\begin{aligned} D \cdot \xi &= D' \cdot \xi' \\ Z \cdot \xi &= Z' \cdot \xi' \end{aligned} \quad (1) \text{ Grundgleichungen}$$

Aus der ersten der beiden Gleichungen folgt:

$$\sigma_b \cdot \frac{b x}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right) - (b - b_1) \frac{\sigma_b}{x} \cdot \frac{(x - d)^2}{2} =$$

$$\left[(h - a) - \frac{1}{3} (x + 2d) \right] = \sigma_b' \cdot \frac{B x'}{2} \left(h - a - \frac{x'}{3} \right)$$

Da nach der Voraussetzung:

Für den plattenförmigen Querschnitt errechnet sich die Druckkraft zu:

$$\begin{aligned} D &= \frac{\sigma_b x}{2} \left[b - (b - b_1) \left(1 - \frac{d}{x} \right)^2 \right] \\ D \cdot \xi &= \frac{\sigma_b x}{2} \left[b - (b - b_1) \left(1 - \frac{d}{x} \right)^2 \left(1 - \frac{2d}{3(h - a) - x} \right) \right] \cdot \left(h - a - \frac{x}{3} \right) \\ \xi &= \frac{b - (b - b_1) \left(1 - \frac{d}{x} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{2d}{3(h - a) - x} \right) \cdot \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}{b - (b - b_1) \left(1 - \frac{d}{x} \right)^2} \end{aligned}$$

mit Bezug auf Gleichung (2) kann man schreiben:

$$\xi = \frac{B}{b - (b - b_1) \left(1 - \frac{d}{x} \right)^2} \cdot \left(h - a - \frac{x}{3} \right)$$

Für den ideellen Rechteck-Querschnitt erhält man den Hebelarm der inneren Kräfte zu: $\xi' = h - a \frac{x}{3}$

Durch Division der Gleichungen für ξ' und ξ und für $x = \varphi (h - a)$ gesetzt ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\xi'}{\xi} &= \frac{b - (b - b_1) \left(1 - \frac{d}{x}\right)^2}{\frac{B}{\varphi^2 b (h - a)^2 - (b - b_1) [\varphi (h - a) - d]^2}} = \\ &= \frac{B}{\varphi^2 B (h - a)^2} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{B}{\mu^2} (h - a)^2 = \frac{\sigma_b}{6} \varphi (3 - \varphi) B (h - a)^2 \\ F_e &= \frac{\varrho}{\mu} B (h - a) = \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot \frac{\varphi}{2} \cdot B (h - a) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Aus der Gleichung (2a) den Wert für B , ferner in Gleichung (3) die Werte von ξ^1 aus Gleichung (4) eingesetzt, ergeben sich die für den plattenförmigen Querschnitt gültigen Beziehungen:

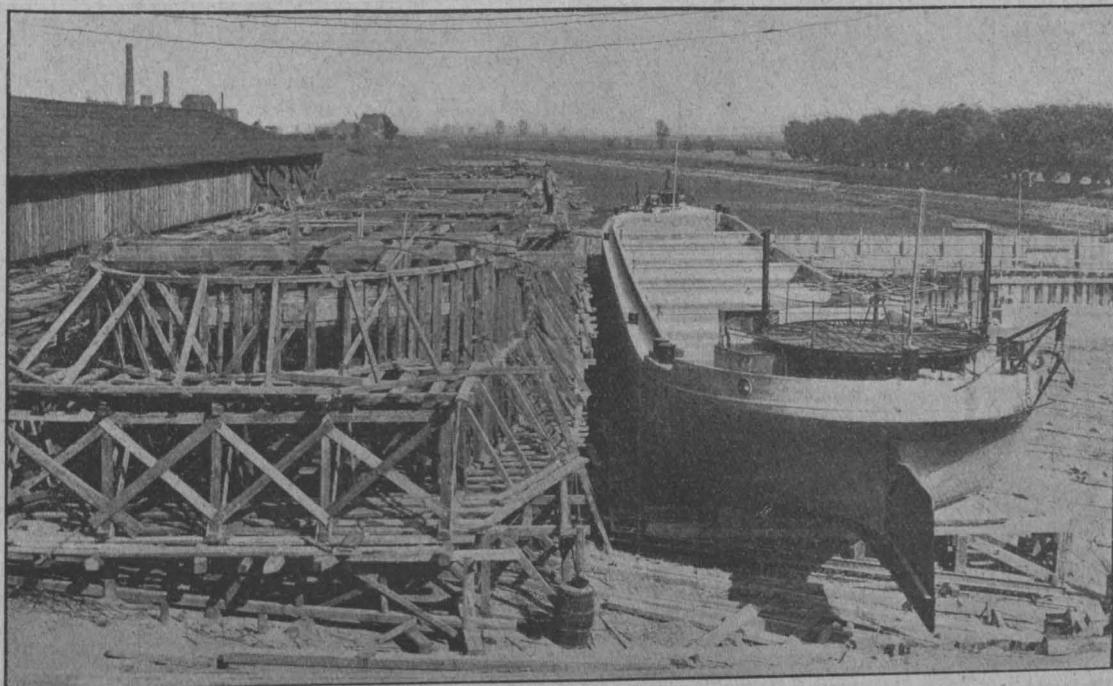


Abbildung 12 (oben). Mainkahn im Bau, daneben fertiger Kahn auf dem Helling.

Abbildung 15 (unten). Fertiger Kahn nach dem Ablauf.

Eisenbeton-Schwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründungen sowie im Schiffbau.

Aus den bekannten Dimensionierungs-Formeln für Rechteck-Querschnitte

$$h - a = \mu \sqrt{\frac{M}{B}}, \quad F_e = \varrho \sqrt{\frac{M}{B}} \cdot B = \frac{\varrho}{\mu} \cdot B (h - a), \quad \text{wobei}$$

$$\mu = \sqrt{\frac{6}{\sigma_b \varphi (3 - \varphi)}}, \quad \varrho = \frac{3}{\sigma_e \mu (3 - \varphi)}, \quad \varphi = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e}$$

bedeutet, folgt:

$$(6) \quad \left\{ \begin{aligned} M &= \frac{\sigma_b}{6 \varphi (h - a)} \{ b (h - a)^3 \varphi^2 (3 - \varphi) - (b - b_1) \cdot \\ &\quad \cdot [\varphi (h - a) - d]^2 \cdot [(h - a) (3 - \varphi) - 2d] \} \\ f_e &= \frac{\sigma_b}{2 \sigma_e \varphi (h - a)} \{ \varphi^2 b (h - a)^2 - (b - b_1) \cdot \\ &\quad \cdot [\varphi (h - a) - d]^2 \} \end{aligned} \right.$$

Die Formeln (6) lassen sich für die Auswertung besser gestalten. Nach Potenzen von $h - a$ geordnet gehen sie über in:

Tabelle der Koeffizienten ψ und ν für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_b = 25 - 50 \text{ kg/cm}^2$

σ_b	$\varphi = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e}$	$M \text{ tm} = \psi_1 b_1 (h-a)^2 + \psi_2 (b-b_1) d (h-a) + \psi_3 \frac{(b-b_1) d^3}{h-a} - \psi_4 (b-b_1) d^2$				$f_e \text{ cm}^2 = \nu_1 b_1 (h-a) + \nu_2 (b-b_1) d - \nu_3 \frac{(b-b_1) d^2}{h-a}$				$\frac{(h-a)}{\text{mm}} = k \cdot d$
		$\psi_1 = \frac{\sigma_b}{6} \varphi (3-\varphi)$	$\psi_2 = \sigma_b$	$\psi_3 = \frac{\sigma_b}{3 \varphi}$	$\psi_4 = \frac{\sigma_b}{2 \varphi} (1+\varphi)$	$\nu_1 = \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot \frac{\varphi}{2}$	$\nu_2 = \frac{\sigma_b}{\sigma_e}$	$\nu_3 = \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot \frac{1}{2 \varphi}$	$\nu_4 = \frac{1}{\sigma_e} \cdot \frac{1}{30}$	$\frac{1}{\varphi}$
		$= \frac{1}{3} \varphi^2 \left(\sigma_b + \frac{\sigma_e}{10} \right)$		$= \frac{\sigma_b}{3} + \frac{\sigma_e}{45}$	$= \sigma_b + \frac{\sigma_e}{30}$			$= \frac{1}{2} \frac{\sigma_b}{\sigma_e} + \frac{1}{30}$		
kg/cm ²	absolut	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	absolut	absolut	absolut	absolut	
25	0,273	31,05	250	305,56	583,33	0,00341	0,025	0,0458	3,7	
26	0,280	33,12	260	308,89	593,33	0,00365	0,026	0,0463	3,6	
27	0,288	35,22	270	312,22	603,33	0,00389	0,027	0,0468	3,5	
28	0,296	37,36	280	315,56	613,33	0,00414	0,028	0,0473	3,4	
29	0,303	39,54	290	318,89	623,33	0,00439	0,029	0,0478	3,3	
30	0,310	41,75	300	322,22	633,33	0,00465	0,030	0,0483	3,2	
31	0,317	43,99	310	325,56	643,33	0,00491	0,031	0,0488	3,2	
32	0,324	46,26	320	328,89	653,33	0,00518	0,032	0,0493	3,1	
33	0,331	48,56	330	332,22	663,33	0,00546	0,033	0,0498	3,0	
34	0,338	50,89	340	335,56	673,33	0,00574	0,034	0,0503	3,0	
35	0,344	53,26	350	338,89	683,33	0,00602	0,035	0,0508	2,9	
36	0,351	55,66	360	342,22	693,33	0,00631	0,036	0,0513	2,9	
37	0,357	58,10	370	345,56	703,33	0,00660	0,037	0,0518	2,8	
38	0,363	60,58	380	348,89	713,33	0,00690	0,038	0,0523	2,8	
39	0,369	63,09	390	352,22	723,33	0,00720	0,039	0,0528	2,7	
40	0,375	65,62	400	355,56	733,33	0,00750	0,040	0,0533	2,7	
41	0,381	68,17	410	358,89	743,33	0,00781	0,041	0,0538	2,6	
42	0,387	70,72	420	362,22	753,33	0,00812	0,042	0,0543	2,6	
43	0,392	73,29	430	365,56	763,33	0,00843	0,043	0,0548	2,6	
44	0,398	75,88	440	368,89	773,33	0,00875	0,044	0,0553	2,5	
45	0,403	78,49	450	372,22	783,33	0,00907	0,045	0,0558	2,5	
46	0,408	81,12	460	375,56	793,33	0,00939	0,046	0,0563	2,4	
47	0,413	83,77	470	378,89	803,33	0,00971	0,047	0,0568	2,4	
48	0,418	86,44	480	382,22	813,33	0,01004	0,048	0,0573	2,4	
49	0,424	89,13	490	385,56	823,33	0,01037	0,049	0,0578	2,4	
50	0,429	91,83	500	388,89	833,33	0,01071	0,050	0,0583	2,3	

Tabelle der Koeffizienten ψ und ν für $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_b = 25 - 50 \text{ kg/cm}^2$

25	0,238	27,40	250	350,00	650	0,00248	0,02083	0,04375	4,2
26	0,245	29,28	260	353,33	660	0,00266	0,02167	0,04417	4,1
27	0,252	31,20	270	356,67	670	0,00284	0,02250	0,04458	4,0
28	0,259	33,16	280	360,00	680	0,00303	0,02333	0,04500	3,9
29	0,266	35,16	290	363,33	690	0,00322	0,02417	0,04542	3,8
30	0,273	37,19	300	366,67	700	0,00341	0,02500	0,04583	3,7
31	0,280	39,26	310	370,00	710	0,00361	0,02583	0,04625	3,6
32	0,286	41,36	320	373,33	720	0,00381	0,02667	0,04667	3,5
33	0,292	43,50	330	376,67	730	0,00402	0,02750	0,04708	3,4
34	0,298	45,67	340	380,00	740	0,00423	0,02833	0,04750	3,4
35	0,304	47,86	350	383,33	750	0,00444	0,02917	0,04792	3,3
36	0,310	50,08	360	386,67	760	0,00466	0,03000	0,04833	3,2
37	0,316	52,33	370	390,00	770	0,00488	0,03083	0,04875	3,1
38	0,322	54,62	380	393,33	780	0,00510	0,03167	0,04917	3,1
39	0,328	56,93	390	396,67	790	0,00533	0,03250	0,04958	3,0
40	0,333	59,26	400	400,00	800	0,00556	0,03333	0,05000	3,0
41	0,339	61,61	410	403,33	810	0,00579	0,03417	0,05042	3,0
42	0,344	63,99	420	406,67	820	0,00602	0,03500	0,05083	2,9
43	0,350	66,40	430	410,00	830	0,00626	0,03583	0,05125	2,9
44	0,355	68,83	440	413,33	840	0,00650	0,03667	0,05167	2,8
45	0,360	71,28	450	416,67	850	0,00675	0,03750	0,05208	2,8
46	0,365	73,75	460	420,00	860	0,00700	0,03833	0,05250	2,7
47	0,370	76,24	470	423,33	870	0,00725	0,03917	0,05292	2,7
48	0,375	78,75	480	426,67	880	0,00750	0,04000	0,05333	2,7
49	0,380	81,28	490	430,00	890	0,00775	0,04083	0,05375	2,6
50	0,385	83,83	500	433,33	900	0,00801	0,04167	0,05417	2,6

(6a)*
$$M = \left[\frac{\sigma_b}{6} \psi (3-\varphi) \right] b_1 (h-a)^2 + \left[\frac{\sigma_b}{2 \varphi} \psi_4 \right] (b-b_1) d^2$$

$$f_e = \left[\frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot \frac{\varphi}{2} \right] \cdot b_1 (h-a) + \left[\frac{\sigma_b}{\sigma_e} \right] \cdot (b-b_1) d - \left[\frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot \frac{1}{2 \varphi} \right] \frac{(b-b_1) d^2}{h-a}$$

etwas vereinfachen, indem man für $\varphi = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e}$ einsetzt und reduziert:

(7)
$$\left. \begin{aligned} \psi_1 &= \frac{\sigma_b}{6} \varphi (3-\varphi) = \frac{1}{3} \varphi^2 \left(\sigma_b + \frac{\sigma_e}{10} \right) \\ \psi_2 &= \sigma_b \\ \psi_3 &= \frac{\sigma_b}{3 \varphi} = \frac{\sigma_b}{3} + \frac{\sigma_e}{45} \\ \psi_4 &= \frac{\sigma_b}{2 \varphi} (1+\varphi) = \sigma_b + \frac{\sigma_e}{30} \\ \nu_1 &= \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot \frac{\varphi}{2} \\ \nu_2 &= \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \\ \nu_3 &= \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot \frac{1}{2 \varphi} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_b}{\sigma_e} + \frac{1}{30} \end{aligned} \right\}$$

Die in den Formeln (6a) eingeklammerten Teile sind Ausdrücke, welche nur von den Spannungen σ_b und σ_e abhängen, also Koeffizienten, die mit ψ beziehungsweise ν bezeichnet werden. Diese Koeffizienten lassen sich noch

*) Setzt man in den Gleichungen (6a): $b = b_1$, so ergeben sich die entsprechenden Formeln für Rechteckquerschnitte (Gleichung (5)).

Die Formel (6a) lautet daher in der einfachsten Form:

$$(8) \quad \begin{cases} M = \psi_1 b_1 (h-a)^2 + \psi_2 (b-b_1) d (h-a) + \\ \quad + \psi_3 \frac{(b-b_1) d^3}{h-a} - \psi_4 (b-b_1) d^2 \\ f_e = \psi_1 b_1 (h-a) + \psi_2 (b-b_1) d - \\ \quad - \psi_3 \frac{(b-b_1) d^2}{h-a} \end{cases}$$

Der Gültigkeitsbereich der Gleichungen (7) und (8) ergibt sich aus der Bedingung, daß die Nulllinie in den Steg fällt: $x = \varphi (h-a) \geq d$ oder

$$\min (h-a) = \frac{d}{\varphi} = k \cdot d \quad \text{wobei } k = \frac{1}{\varphi} \quad (9)$$

In den beiden Tabellen S. 110 sind die Koeffizienten ψ und ν für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ beziehungsweise $\sigma_b = 25$ bis 50 kg/cm^2 zusammengestellt.

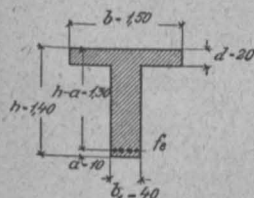


Abbildung 2.

An der Hand folgender Rechnungsbeispiele soll der Gebrauch der Tabellen klargelegt werden.

1. Beispiel: Der in Abbildung 2 dargestellte Balkenquerschnitt soll ein Moment von $125,5 \text{ tm}$ aufnehmen. Die Eisen-einlage ist für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ zu rechnen.

Die Deckschicht a wird mit 10 cm angenommen.

Nach der Formel (8) rechnet sich:

$$M = \psi_1 b_1 (h-a)^2 + \psi_2 (b-b_1) d (h-a) + \psi_3 \frac{(b-b_1) d^3}{h-a} - \psi_4 (b-b_1) d^2$$

$$(9) \quad \begin{cases} \text{oder} \\ M^{\text{tm}} = \psi_1 0,40 \cdot 1,30^2 + \psi_2 1,1 \cdot 0,20 \cdot 1,3 + \\ \quad + \psi_3 \frac{1,1 \cdot 0,20^3}{1,3} - \psi_4 1,1 \cdot 0,20^2 = 0,676 \psi_1 + \\ \quad + 0,286 \psi_2 + 0,00677 \psi_3 - 0,044 \psi_4 \end{cases}$$

ferner

$$(9a) \quad \begin{cases} f_e = \psi_1 b_1 (h-a) + \psi_2 (b-b_1) d - \psi_3 \frac{(b-b_1) d^2}{h-a} \\ \text{oder} \\ f_e^{\text{cm}^2} = \psi_1 \cdot 40 \cdot 130 + \psi_2 110 \cdot 20 - \psi_3 \frac{110 \cdot 20^2}{130} = \\ = 5200 \psi_1 + 2200 \psi_2 - 338 \psi_3 \end{cases}$$

Für einen rechteckigen Querschnitt von gleicher Breite und Höhe ergibt sich eine Betonpressung von 34 kg/cm^2 , wie man sich durch einfache Rechnung nach der gewöhn-

lichen Dimensionierungsformel: $h-a = \mu \sqrt{\frac{M}{b}}$ überzeugen

kann. Daraus folgt, daß für den Plattenquerschnitt, das heißt bei Beschränkung der Druckzone auf die Platte und den Stegteil bis zur Nullschicht, das σ_b sich unbedingt größer ergeben muß als beim Rechteckquerschnitt.

σ_b wird daher mit 38 kg/cm^2 angenommen: Aus der

Tabelle für $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 38 \text{ kg/cm}^2$ entnimmt man:

$\psi_1 = 60,58$, $\psi_2 = 380$, $\psi_3 = 348,89$, $\psi_4 = 713,33$.

Mit Bezug auf Gleichung (9) folgt

$$\begin{aligned} \text{für } \sigma_b = 38 \text{ kg/cm}^2 \\ M = & 0,676 \cdot 60,58 = 41,0 \text{ tm} \\ & + 0,286 \cdot 380 = 108,8 \text{ „} \\ & + 0,00677 \cdot 348,89 = 2,36 \text{ „} \\ & - 0,044 \cdot 713,33 = 31,36 \text{ „} \\ M = & 120,80 \text{ tm} \end{aligned}$$

Vermischtes.

Die Höchstpreise für Zement sind durch eine Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement ab 1. August bis auf Weiteres mindestens aber bis 31. Oktober d. J. wie folgt herabgesetzt worden:

Es kosten $10\,000 \text{ kg}$ Zement ab Werk ohne Verpackung für die Gebiete sämtlicher deutscher Zementverbände:

a) für die Staatsbauverwaltungen 3330 M. (661 M. weniger als seit 1. 4. 20),

b) für alle sonstigen Abnehmer 3400 M. (661 Mark weniger als seit 1. 4. 20).

Die Umsatzsteuer ist in diesen Preisen mit enthalten.

Noch eintretende Kohlenpreiserhöhungen werden für je $10\,000 \text{ kg}$ Kohle mit 55% in Ansatz gebracht und dem Zementpreis zugeschlagen. Maßgebend sind dabei die vom rheinisch-westfälischen Kohlensyndikat für Förderkohlen festgesetzten Höchstpreise (einschl. Kohlen- und Umsatzsteuer).

18. September 1920.

M ergibt sich gegenüber von $125,5 \text{ tm}$, welches der Querschnitt aufnehmen soll, als zu klein. σ_b wird mit 40 kg/cm^2 angenommen und analog gerechnet:

$$\begin{aligned} \text{für } \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2 \\ M = & 0,676 \cdot 65,625 = 44,39 \text{ tm} \\ & + 0,286 \cdot 400 = 114,4 \text{ „} \\ & + 0,00677 \cdot 355,56 = 2,41 \text{ „} \\ & - 0,044 \cdot 733,33 = 32,3 \text{ „} \\ M = & 128,9 \text{ tm} \end{aligned}$$

Durch geradlinige Interpolation erhält man für $\sigma_b = 39,0 \text{ kg/cm}^2$ $M = 125,65 \sim 125,5 \text{ tm}$. Die Betonpressung beträgt daher für das gegebene Moment 39 kg/cm^2 . Aus Formel (9a) rechnet sich der notwendige Eisenquerschnitt:

$$\begin{aligned} \text{für } \sigma_b = 39 \text{ kg/cm}^2: \nu_1 = 0,00720, \nu_2 = 0,039, \nu_3 = 0,0528 \\ f_e = & 5200 \cdot 0,00720 = 37,5 \text{ cm}^2 \\ & + 2200 \cdot 0,039 = 85,8 \text{ „} \\ & - 338 \cdot 0,0528 = 17,8 \text{ „} \\ f_e = & 105,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Der Vorteil der vorstehenden Methode gegenüber der üblichen Berechnung des Eisenquerschnittes nach der Näherungsformel:

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h-a-\frac{d}{2} \right)} = \frac{12\,550\,000}{1000 (140-10-10)} = 104,5 \text{ cm}^2$$

besteht vor allem darin, daß der Eisenquerschnitt sich genau berechnen läßt und daß man gleichzeitig auch Aufschluß über die Größe der Betonpressung bekommt, sodaß sich eine Nachprüfung für σ_b erübrigt.

Besser erkennt man jedoch den Wert der Tabellen bei der Lösung folgender Aufgabe:

2. Beispiel: Wie hoch muß der Balken in Abb. 2 gemacht werden, wenn für $M = 125,5 \text{ tm}$ $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ betragen soll:

Aus der Tabelle für $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ entnimmt man für $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$ die Koeffizienten ψ und ν .

$$\begin{aligned} M^{\text{tm}} = & 71,28 \cdot 0,40 (h-a)^2 + 450 \cdot 1,1 \cdot 0,20 (h-a) \\ & + 416,67 \frac{1,1 \cdot 0,20^3}{h-a} - 850 \cdot 1,1 \cdot 0,20^2 = 27,5 (h-a)^2 \\ & + 99 (h-a) + \frac{3,67}{h-a} - 37,4 \end{aligned}$$

für $h-a = 1,25 \text{ m}$

$$M = 27,5 \cdot 1,25^2 + 99 \cdot 1,25 + \frac{3,67}{1,3} - 37,4 = 132,53 \text{ tm}$$

für $h-a = 1,20 \text{ m}$

$$M = 27,5 \cdot 1,20^2 + 99 \cdot 1,20 + \frac{3,67}{1,2} - 37,4 = 124,16 \text{ tm}$$

Durch geradliniges Einschalten erhält man

$$h-a = 120,82 \text{ cm} \sim 121 \text{ cm} \quad a = 9 \text{ cm}, h = 130 \text{ cm}.$$

Der notwendige Eisenquerschnitt rechnet sich zu:

$$\begin{aligned} f_e = & 0,00675 \cdot 40 \cdot 121 + 0,0375 \cdot 110 \cdot 20 - 0,05028 \cdot \frac{110 \cdot 20^2}{121} \\ \text{oder } f_e = & 93,0 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen und sonstiger Rahmentragwerke. Zu dem gleichnamigen Aufsatz in No. 9, 10 und 11 der „Mitteilungen“ übersendet uns der Verfasser folgende Berichtigung:

In No. 9 S. 70 links unten muß es heißen:

- den Festpunktsabstand des Stabes von P aus gemessen (nicht von A aus gemessen),
- den Festpunktsabstand des Stabes von Q aus gemessen (nicht von B aus gemessen).

In No. 11 S. 83 rechts Mitte bei Berechnung des Zählers Z_β :

$$Z_\beta = \begin{Bmatrix} +3 & +0 & +4 & -1 & +2 \\ -2 & +1 & -3 & +4 & -1 \\ +5 & +0 & +21 & -6 & +4 \\ -7 & +0 & -11 & +4 & -5 \\ +3 & +0 & +7 & -9 & +6 \end{Bmatrix} \quad \text{und nicht} \quad \begin{Bmatrix} +30 \\ -21 \\ +50 \text{ usw.} \\ -70 \\ +30 \end{Bmatrix}$$

Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg. In dem gleichnamigen Aufsatz ist in No. 13, S. 97, linke Spalte ein Druckfehler stehen geblieben. Die

Wassertiefe des großen Wasserbehälters ist dort nur mit 3 m angegeben, während tatsächlich die außergewöhnliche Wassertiefe von 8 m vorhanden ist, wie in No. 11, S. 81, linke Spalte auch richtig angegeben und außerdem aus den Abbildungen 1, 5 und 9 in No. 11 deutlich ersichtlich ist. —

Literatur.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. Heft 44. Versuche mit zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten bei konzentrierter Belastung. I. Teil. Ausgef. i. d. Mat.-Prüf.-Anst. d. Techn. Hochschule Stuttgart i. d. J. 1912—19. Bericht erstattet von Staatsrat Prof. Dr.-Ing. C. Bach und Ing. O. Graf. 8°, 54 S. Text mit 91 Textabb. und 11 Zahlentafeln. Berlin 1920. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geh. 20 M. —

Die Versuche, die in diesem neuesten Heft der Mitteilungen des Deutschen Ausschusses behandelt werden, sind Vorarbeiten zur Lösung der bisher noch nicht mit Sicherheit klar gestellten Frage der Berechnung der Widerstandsfähigkeit von Platten, die durch eine konzentrierte Last entscheidend beeinflusst werden.

Es sind 2 Versuchsreihen durchgeführt: die erste mit Platten von 2000 mm Stützweite, 120 mm Stärke in Breiten von 500, 800, 1400 mm, an der Unterseite in je 100 mm Abstand in der Längsrichtung bewehrt mit 10 mm Rundeseisen mit Halbkreishaken an den Enden und mit ebensolchen Quereisen im gleichen Abstand in ganzer Länge bzw. bis dicht an den Enden; die zweite mit Platten von 3000 bzw. 400 mm Breite von 140 mm Stärke wie vor bewehrt, bzw. nur mit einigen wenigen Quereisen (die eigentlich ganz fortfallen sollten, aber doch nötig wurden, um die Platte widerstandsfähiger beim Transport usw. zu machen). Der Beton war in beiden Fällen im Mischungsverhältnis 1:2:3 (Raumteile) mit 9 % Wasser (Gewichtsprozent der trockenen Materialien) hergestellt aus Heidelberger Zement und Rheinkies im ersten, Neckarkies im zweiten Fall. Von jeder Plattenform waren 2 Stück hergestellt. Die Platten wurden mit kleiner Druckfläche möglichst zentrisch belastet. Außer den Platten wurden Betonwürfel von 30 cm Kantenlänge zur Ermittlung der Beton-Druckfestigkeit, Prismen von 20 cm Querschnittskante zur Untersuchung der Prismenfestigkeit und Druckelastizität, Zugkörper von 20 · 20 cm Querschnitt zur Ermittlung der Zugfestigkeit und Zugelastizität des Betons geprüft. Die Streckgrenze und Zugfestigkeit der Eisen wurde an aus den Enden der Längsstäbe später heraus geschnittenen Proben ermittelt.

Die Prüfung erfolgte nach 45 Tagen und zwar wurde an allen Platten die Belastung unmittelbar vor den ersten Rissen, die Reißlast, die Erweiterung der Risse mit fortschreitender Last und die Bruchlast festgestellt, sowie die Senkungen der Platte unter der Last an einer größeren Zahl von Punkten. Gemessen wurden ferner die gesamten bleibenden und federnden Dehnungen bei der ersten Serie nur an der Oberfläche, der zweiten auch an der Unterfläche. (Bezüglich Herstellung der Proben und Durchführung der Versuche sei auf Heft 30 verwiesen. Vergleiche unsere „Mitteilungen“ Jahrg. 1915 S. 135).

Die Belastung unmittelbar vor der Reißbildung war für die 500, 800, 1400 mm breiten Platten 14,9, 13,7, 13,5 kg auf 1 cm Breite, sodaß sich ein Verhältnis 1:0,92:0,91 ergibt. Berechnet man nach den amtlichen Bestimmungen für diese Last die Betonzugspannung, so ergibt sich ein Verhältnis von 1:0,95:0,92. Die Zugspannung im Beton nimmt also mit der Plattenbreite hier nur unbedeutend ab. (8 % Unterschied zwischen 500 und 1400 mm Breite).

Die Reißbildung tritt dann zuerst in der Mitte und zwar, wie schon früher beobachtet, unter Quereisen auf. Das Fortschreiten der Risse geht bei den breiteren Platten zunächst langsamer vor sich als bei den schmalen. Nach Ueberschreitung der Streckgrenze der Längseisen öffnen sich die Risse dann erheblich. Da die Eisen verschiedene Streckgrenzen besaßen, ist ein unmittelbarer Vergleich hier nicht möglich. Vergleicht man aber das Verhältnis der nach den Bestimmungen errechneten zur gemessenen Streckgrenze, so ergibt sich für die 3 Plattenbreiten das Verhältnis 1,11:1,15:1,07, d. h. ein ausgeprägter Einfluß der Plattenbreite auf die Belastung beim Eintritt der Streckgrenze der Eisen in der Zugzone ist nicht vorhanden.

Die Höchstlasten wachsen mit der Plattenbreite ziemlich prozentual, gegenüber der Belastung bei Ueberschreitung der Streckgrenze ist sie um 11,5, 7,0, 12,4 % größer. Die berechnete Eisenzugspannung ist das 1,23-, 1,2-, 1,20-fache der Streckgrenze bei Zugversuch. Ein ausgeprägter Einfluß der Plattenbreite macht sich also wiederum nicht geltend.

Die Beobachtung der gesamten, bleibenden

und federnden Einsenkungen läßt eine Veränderung der Widerstandsfähigkeit durch Verbreiterung der Platten nicht erkennen bis etwas unterhalb der halben Höchstlast; unter den höheren Lasten ist dann die Widerstandsfähigkeit der breiteren Platten unbedeutend kleiner. Die Eisenträger lassen eine gewisse Abnahme der Beteiligung an der Uebertragung der Last mit wachsender Plattenbreite erkennen.

Bei der zweiten, noch genauer durchgeführten Versuchsreihe sind die schmalen balkenförmigen Platten gewissermaßen Streifenausschnitte aus den breiten Platten. Es sollte damit die Möglichkeit geboten werden, die Widerstandsfähigkeit der Platten auf die der Balken zurück zu führen.

Die Versuche mit den schmalen Platten ergaben, daß die ersten Risse bei den Balken mit Quereisen unter erheblich niedrigerer Last aufgetreten sind im mittleren Teil als bei den Balken ohne diese Quereisen. Der Unterschied betrug 39 %. (Es entspricht das den schon in Heft 30 mitgeteilten Ergebnissen.) Die Entstehung der Risse wurde wieder durch die Quereisen begünstigt; die Zerstörung wurde eingeleitet durch Öffnen der Risse in der Zugzone, fortgeführt durch Ueberschreitung der Streckgrenze der Längseisen, schließlich bewirkt durch Zerstörung des Betons über dem klaffenden Riß. Der durch Rechnung ermittelte Wert der Streckgrenze der Eisen zu dem durch Zugversuch gemessenen war das 1,13- bzw. 1,15-fache. Die Höchstlast der Balken mit und ohne Quereisen war nur um 2,5 bzw. 0,8 % höher als die Last bei Ueberschreitung der Streckgrenze.

Bei den breiten Platten mit Quereisen öffnet sich die Risse bei Ueberschreitung der Streckgrenze der Eisen in ganzer Plattenbreite. Ueber diesem Riß wird der Beton in der Druckzone zerstört. Die Widerstandsfähigkeit der Platten war also bestimmt durch die Streckgrenze der Längseisen. Die Platten sind 7,5 mal so breit als die gleichartigen Balken, das Biegemoment unmittelbar vor der Reißbildung erreichte aber nur die 5,1- (5,6) fache, unter der Höchstlast die 7,1- (7,3) fache Größe. Die Platten zeigten sehr deutlich die Abnahme der Senkung nach den Plattenrändern hin. Schon frühzeitig fängt die Platte an, sich an den Eckpunkten von den Auflagern abzuheben. Aus den gemessenen Dehnungen und der ermittelten Zug- und Druckelastizität des Betons sind dann dessen Anstrengungen an der Ober- und Unterfläche der Platte ermittelt. Sie sind namentlich im Anfang an den Rändern der Platte erheblich niedriger als in der Mitte, bei höheren Belastungen erfolgt dann aber ein wesentlicher Ausgleich.

Bei den Platten selbst ohne Quereisen treten die ersten Risse erst bei einer 25 % höheren Last ein, die Höchstlast ist 42 % höher. Im Vergleich zu den gleichartigen Balken hat die 7,5-fach breite Platte aber nur das 5,2-fache bei der Reißbildung, bis 5,5-fache bei der Höchstlast an Biegemoment getragen.

Vergleicht man das Ergebnis der Versuche mit den amtlichen Vorschriften § 16, Ziff. 3, wonach Platten zur Aufnahme von Einzellasten auf Biegung zu berechnen sind wie Balken von $\frac{2}{3}l$ Breite, so dürfte für den vorliegenden Fall von $l=2000$, die in Berechnung zu stellende Breite 133,3 cm sein. Die erste Versuchsreihe mit nach beiden Richtungen gleich stark bewehrten Platten hat gezeigt, daß die Höchstlasten nahezu proportional mit der Plattenbreite zunehmen, bei $\frac{1400}{2000}l=0,7l$ kann also volle Anteilnahme an der

Kraftübertragung angenommen werden. Unmittelbar vor der Reißbildung zeigten sich die 300 cm breiten Platten zu den 40 cm breiten Balken der 2. Serie wie das 5,6- bzw. 5,2-fache widerstandsfähiger, d. h. die Widerstandsfähigkeit der Platte entspricht einer Balkenbreite von $5,6 \cdot 40 = 224$ cm bzw. $5,2 \cdot 40 = 208$ cm, d. i. 1,12 bzw. 1,04 l . Unter der Höchstlast war das Bruchmoment der 300 cm-Platte das 7,3- bzw. 5-fache desjenigen des 40 cm breiten Balkens. Also kommt eine Plattenbreite von $7,3 \cdot 40 = 292$ bzw. $5 \cdot 40 = 200$ cm, d. i. 1,46 bzw. 1,0 l voll zur Geltung.

Die Widerstandsfähigkeit breiter Platten wird also durch die amtlichen Bestimmungen erheblich unterschätzt, da statt 133,3 cm wirksamer Plattenbreite nach den Versuchen 200 cm und mehr eingesetzt werden dürften. —

Fr. E.

Inhalt: Eisenbeton-Schwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründungen sowie im Schiffbau. (Schluß.) — Umschnürte Betonsäulen mit Steinkernen. — Dimensionierung von hohen plattenförmigen Querschnitten mit Berücksichtigung der Druckspannungen im Steg. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.